



De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels

Luc Sèdji Pedro

► To cite this version:

Luc Sèdji Pedro. De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels. Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2004. Français. NNT : 2004ENPC0036 . pastel-00001295

HAL Id: pastel-00001295

<https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00001295>

Submitted on 10 Sep 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Titre : De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles
à son application au cas des sols naturels.

Résumé : Les sols grossiers constituent une classe de sols caractérisée par la présence d'éléments de grande taille au sein du matériau. La taille de ces éléments peut varier de quelques centimètres jusqu'à plusieurs décimètres voire plusieurs mètres (moraines glacières). L'évaluation des caractéristiques mécaniques de ces sols est très délicate en raison, en particulier, de la présence des éléments de grande taille et de la définition des volumes de matériau représentatifs à considérer.

Dans ce cadre, on s'intéresse, à une classe particulière de sols grossiers, à savoir des sols composés d'une matrice « fine » contenant des inclusions de taille bien différenciée, appelés sols grossiers « à matrice ». Après avoir défini et reconstitué des sols de référence (matrice sableuse contenant divers types d'inclusions), on présente un ensemble de résultats expérimentaux obtenus à l'appareil triaxial (éprouvettes de 100 et 300 mm de diamètre) destinés à mettre en évidence l'influence de paramètres significatifs sur les comportements observés : caractéristiques de la matrice, type et fraction volumique des inclusions, classe granulométrique des inclusions, état de contrainte initial appliqué. On s'intéresse en particulier aux propriétés mécaniques mesurées en petites déformations (élasticité) ainsi qu'aux caractéristiques de rupture du matériau et aux propriétés d'écrouissage (contractance et dilatance). Puis, sur la base des résultats obtenus, on propose une méthode d'évaluation des propriétés mécaniques des sols de référence étudiés basée sur une procédure de reconstitution granulométrique du matériau. Ces sols pouvant être considérés comme des sols hétérogènes, la méthode proposée inclut également l'utilisation de formules analytiques établies à partir de méthodes d'homogénéisation. Finalement, on montre l'extension possible de cette méthode aux sols naturels, généralement plus complexes que les sols de référence étudiés.

Mots clés : essais triaxiaux, homogénéisation, capteur à effet hall, cisaillement, petites déformations, module de déformation, sol grossier, matériaux hétérogènes, mélanges granulaires, sable, graviers.

Title : The study of mechanical behavior of heterogenous model soils
and its application to real soils.

Abstract : Coarse grained soils are characterised by the presence of over sized particles in the material. The size of these elements can vary between a few centimeters and a meter. Because of the presence of these coarse elements in the soil, the mechanical characterization of it presents some difficulties. One of these is the choice of a representative elementary volume for testing.

This work focus on a kind of coarse granular soils wich composed of coarse elements (inclusion) emdaded in a matrix soil. First, triaxial test have been executed on reference soils composed by a mixture of sand and different kind of inclusions (uniforme gravels, bend glass). This experimental study focus on the elastic properties, failure characteristics and volumic behaviour of mixtures. The results of these triaxial tests exhibit the influence of the matrix properties, volumetric strain, proportion of inclusions, their morphological characteristics (size, roundness and roughness of surface) and the stress rate on the precited characteristics. Then, based on these experimental results, we propose a method of characterization of reference soils mixtures. This method consists in a granulometric reconstitution. Furthermore, considering that these soils can be associated with heterogeneous materials, the method includes analytical expressions derived of homogenization technics. Finally, the proposed method is applied to a real coarse grained soil.

Key words : triaxial test, homgeneization, hall effect sensor, shear, small strain, soil modulus, coarse grained soils, heterogenous material, granular mixtures, sand, gravel.

Remerciements :

Je remercie Monsieur Luc Dormieux, professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, d'avoir dirigé mes travaux de recherche. Mes remerciements vont aussi à mes conseillers d'études Monsieur Jean Canou, maître de conférence à l'ENPC, et Monsieur Jean-Claude Dupla , chargé de recherche au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Je remercie également Madame Irini Djéran-Maigre, Professeur des Universités à l'INSA Lyon (URGC) et Monsieur Jean-Pierre Gourc professeur des Universités au LIRGIM à Grenoble, d'avoir accepté d'être les rapporteurs de mes travaux. Je remercie Monsieur Pierre Foray, Professeur des université au Laboratoire 3S à Grenoble d'avoir bien voulu de présider mon jury de thèse. Merci à Monsieur Youssam Kazan maître de conférence à l'Université Libanaise, d'avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse.

Je remercie tous les membres du CERMES et du LCPC qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Mes remerciements vont également à Monsieur Jean-François Barthélémy chercheur au LMSGC, pour son enrichissante collaboration.

Sommaire

Introduction générale	10
1 Eléments bibliographiques	14
1.1 Généralités	15
1.1.1 Définition d'un sol grossier	15
1.1.2 Exemples de sols grossiers	15
1.1.3 Les principaux problèmes liés à l'étude de ces sols	20
1.1.4 Conclusions partielles	22
1.2 Caractérisation mécanique des sols grossiers	24
1.2.1 Caractérisation <i>in situ</i>	24
1.2.2 Caractérisation en laboratoire, au moyen de dispositifs de grandes di- mensions	34
1.2.3 Caractérisation en laboratoire, au moyen de dispositifs de dimension courante	38
1.2.4 Conclusions sur les méthodes de caractérisation des sols grossiers . . .	58
1.3 Etude paramétrique du comportement mécanique des sols grossiers	59
1.3.1 Influence de la dimension des éprouvettes	59
1.3.2 Influence de la taille des inclusions	65
1.3.3 Effet de la proportion d'inclusions	68
1.3.4 Influence des caractéristiques de la matrice	73
1.3.5 Effet de la morphologie des inclusions	74
1.3.6 Conclusions sur l'étude paramétrique	74
1.4 Modèles de comportement	75

1.4.1	Modèles “ <i>macroscopiques</i> ”	75
1.4.2	Approches “ <i>micro</i> ”.	78
1.4.3	Conclusion sur les modèles de comportement	85
1.5	Conclusions de l’étude bibliographique	88
2	Présentation du sol étudié et des dispositifs expérimentaux utilisés	89
2.1	Triaxial de taille moyenne	89
2.1.1	Dispositifs de mesure des déformations axiales	91
2.1.2	Dispositif de mesure de la déformation radiale	97
2.1.3	Dispositifs de mesure des déformations volumiques	99
2.1.4	Dispositifs de mesure de l’effort vertical	101
2.1.5	Dispositifs d’asservissement de la pression de confinement et de contre- pression	102
2.1.6	Procédure expérimentale	103
2.2	Triaxial de grande dimension	106
2.2.1	Dispositif de chargement vertical	106
2.2.2	Dispositif de mesure des déformations de l’éprouvette	106
2.2.3	Validation du dispositif triaxial de grande taille	110
2.3	Définition et composition du sol modèle.	111
2.3.1	Définition	111
2.3.2	Choix des constituants	112
2.3.3	Caractérisation d’une éprouvette de sol modèle.	117
2.3.4	Fabrication d’une éprouvette	119
2.4	Conclusions	123
3	Comportement en petites déformations	125
3.1	Détermination des modules de déformation du sol	126
3.1.1	Procédures d’interprétation des essais	126
3.1.2	Vérification de la répétabilité des essais	127
3.1.3	Validation de la procédure expérimentale	128
3.2	Influence des propriétés des inclusions	135

3.2.1	Influence de la proportion d'inclusions	135
3.2.2	Effet des propriétés morphologiques	139
3.3	Influence de l'état initial des éprouvettes	146
3.3.1	Effet de l'état de compacité	146
3.3.2	Influence de l'état de contrainte initiale	150
3.4	Conclusions sur le comportement en petites déformations	157
4	Comportement en grandes déformations	159
4.1	Résultats typiques et répétabilité des essais	159
4.1.1	Exemple type	159
4.1.2	Evaluation de la répétabilité des essais	161
4.2	Influence des propriétés des inclusions	164
4.2.1	Influence de la proportion de gravier	164
4.2.2	Influence de la taille des graviers	169
4.2.3	Effet des propriétés morphologiques des inclusions	181
4.3	Influence de l'état de contrainte initial des éprouvettes	197
4.3.1	Plan d'essais	197
4.3.2	Présentation des résultats	197
4.3.3	Analyse des résultats	199
4.3.4	Influence sur l'effet de renfort	209
4.4	Conclusions sur le comportement en grandes déformations	209
5	Vers une méthode de caractérisation des sols grossiers hétérogènes	213
5.1	Procédure de reconstitution granulométrique	214
5.1.1	Choix des éléments à écrêter ou à substituer	214
5.1.2	Choix entre la procédure d'écrêtement et la procédure de substitution des inclusions	214
5.1.3	Détermination de l'état initial du matériau testé en laboratoire	215
5.1.4	Conclusions sur les procédures de reconstitution granulométrique	220
5.2	Apport des techniques d'homogénéisation	221
5.2.1	Description de la méthode d'homogénéisation	221

5.2.2	Estimation des propriétés élastiques macroscopiques d'un milieu hétérogène	224
5.2.3	Détermination d'un critère de rupture macroscopique d'un milieu hétérogène	225
5.2.4	Application au cas du sol hétérogène modèle	228
5.2.5	Conclusions sur l'apport des techniques d'homogénéisation	240
5.3	Application de la méthode au cas d'un sol naturel	241
5.3.1	Identification de la phase matricielle et inclusionnaire par analyse granulométrique	241
5.3.2	Détermination de l'état initial et caractérisation de l'éprouvette de sol écrêté	242
5.3.3	Utilisation des formules d'homogénéisation pour estimer le module d'Young du sol grossier	245
5.3.4	Validation	246
5.4	Conclusions	248
	Conclusion générale	250

Introduction générale

La plupart des recherches menées en géotechnique portent sur des sols constitués d'éléments dont la taille est relativement uniforme. Ces sols correspondent à des matériaux "homogènes" à l'échelle d'observation de l'ingénieur, c'est le cas des sables, des limon ou des argiles. Cependant, dans la nature, il existe beaucoup de sols constitués par des mélanges d'éléments de nature différentes, et dont la distribution granulométrique est très étalée. La taille des constituants de ces sols, peut donc varier de quelques fractions de microns (taille des particules d'argile) à plusieurs dizaines de centimètres (taille des cailloux ou des blocs). Compte tenu de la taille très élevée des éléments qui les composent, ces matériaux naturels fortement hétérogènes, font partie des sols appelés "sols grossiers".

La caractérisation mécanique de ces sols pose le problème de représentativité du volume de sol testé. On identifie aisément la difficulté que poserait la caractérisation d'un sol contenant des éléments de plusieurs dizaines de centimètres.

La première solution de ce problème, est de réaliser des essais sur des éprouvettes de plus grandes dimensions. Mais le développement de dispositifs expérimentaux de grande taille peut être limité par des problèmes de coûts et par la complexité des procédures d'essai que leur fonctionnement requiert.

La seconde solution consiste à réduire la taille des constituants du sol. Pour ce faire, on écrête les éléments les plus gros ou on les remplace par des éléments de taille réduite. Le matériau ainsi reconstitué, peut être utilisé pour fabriquer, puis tester des éprouvettes de dimensions courantes.

Cette dernière méthode revient, à considérer, de façon implicite, le sol grossier comme un sol constitué d'éléments de petite taille qui forment une "matrice fine", et d'éléments de plus

grande taille, qui représentent ce que nous appellerons “inclusions”. Ce sont ces inclusions, qui sont écrêtées ou remplacées en fonction de la méthode de reconstitution utilisée. On ne teste donc, en laboratoire, que la matrice, ou la matrice mélangée aux inclusions de taille réduite.

L’application de ces méthodes de reconstitution granulométrique soulève deux questions aux quelles on souhaite apporter des éléments de réponse. La première question réside dans le choix des éléments à écrêter ou à remplacer. La seconde interrogation est celle de l’estimation des caractéristiques mécaniques du sol grossier réel à partir des caractéristiques du matériau reconstitué.

Pour identifier les éléments qui constituent les inclusions, il est nécessaire de disposer d’un critère qui puisse être appliqué à un sol ayant une granulométrie quelconque.

Pour estimer les caractéristiques du sol grossier réel à partir de celles du sol reconstitué, il faut être en mesure de prévoir :

- * l’influence des propriétés des inclusions, c’est-à-dire :
 - leur proportion : car l’écèlement conduit à une annulation de la proportion d’inclusions ;
 - leur taille : car l’application de la méthode substitution entraîne une réduction de la taille des inclusions ;
 - leur propriétés morphologiques : car d’un sol à l’autre, la forme et l’état de surface des inclusions varient ;
- * l’influence d’une modification de l’hétérogénéité de nature : car lorsque le sol grossier contient des éléments argileux, l’écèlement des inclusions, qui sont des éléments granulaires, provoque une augmentation de la proportion d’éléments argileux.

Notre travail consiste à analyser et à prévoir l’influence des propriétés des inclusions. Pour cela nous travaillerons avec un sol ne contenant pas d’argile ou de limon : il s’agit d’un sol constitué uniquement d’éléments granulaires. Ne disposant pas d’un critère permettant d’identifier la fraction de sol qui constitue les inclusions et celle qui joue le rôle de la matrice, nous avons étudié un sol dans lequel le contraste entre la taille des inclusions et la taille des constituants de la matrice, est élevé. Les sols dont nous avons étudié le comportement sont

donc constitués de mélanges de sable fin propre : le sable de Fontainebleau, et de différents types d'inclusions.

Divisé en cinq chapitres, ce mémoire commence par une synthèse bibliographique dans laquelle on présente quelques exemples de sols grossiers ainsi que les différents moyens existant pour en déterminer les caractéristiques mécaniques. Puis nous faisons un rappel de quelques résultats bibliographiques qui portent sur l'influence des propriétés des inclusions ainsi que celles de la matrice, sur le comportement de sols grossiers naturels.

L'objet du second chapitre est la présentation des dispositifs expérimentaux utilisés pour réaliser cette étude. Une description du sol hétérogène modèle est également faite dans ce chapitre.

Dans le troisième et le quatrième chapitre, nous étudierons successivement, le comportement du sol en petites déformations, puis en grandes déformations, allant jusqu'à la rupture. Dans ces deux chapitres, on examinera l'influence des propriétés des inclusions ainsi que l'effet des conditions initiales sur le comportement du sol hétérogène modèle.

Enfin, à partir des résultats obtenus sur le sol modèle, nous proposerons une méthode pour estimer les caractéristiques mécaniques des sols grossiers. Cette méthode consiste d'abord à réaliser une reconstitution granulométrique puis, à utiliser des formules analytiques basées sur des méthodes théoriques d'homogénéisation, pour estimer les caractéristiques du sol grossier à partir de celles du sol écrêté. Enfin, nous appliquons cette méthode au cas d'un sol naturel.

Chapitre 1

Eléments bibliographiques

Ce chapitre introductif présente les matériaux naturels que sont les sols grossiers et fait ressortir les principaux résultats des recherches antérieures à nos travaux et ayant trait à ce type de sols. Nous pourrons, grâce à ces éléments, définir les orientations de nos travaux de recherche et mettre en évidence, nôtre contribution à l'amélioration des connaissances sur le comportement mécanique de ces sols.

Dans la première partie de l'étude bibliographique, nous tenterons dans un premier temps, de définir les sols grossiers. Par la suite, nous pourrons en donner quelques exemples. Cette première partie du chapitre se termine par une présentation des principales problématiques liées à la caractérisation mécanique de ces sols.

Les différents moyens de caractérisation des sols grossiers, font l'objet de la seconde partie de ce chapitre.

Nous présentons, d'abord, les méthodes spécifiques *in situ*, dont l'emploi se justifie par les limites des essais de reconnaissance classiques sur site.

La caractérisation de ces sols en laboratoire, fait appel à des essais réalisés sur des éprouvettes de grande dimension ainsi qu'à des méthodes de reconstitution granulométrique.

Pour pouvoir utiliser avec le maximum d'efficacité ces méthodes de reconstitution granulo-

métrique, il est nécessaire d'identifier les paramètres ayant une influence sur le comportement du sol grossier. Nous présentons donc, dans la troisième partie de ce chapitre, quelques résultats bibliographiques portant sur l'influence de paramètres significatifs sur le comportement mécanique de ce type de sols.

On présente pour finir, quelques modèles permettant de prévoir le comportement mécanique des sols grossiers et d'en déterminer les caractéristiques de rupture et d'élasticité. Une première classe de modèle considère le sol grossier comme un milieu homogène et repose donc sur une description "*macroscopique*" du milieu. Un second type de modèle fait l'hypothèse que le sol grossier est un milieu hétérogène et décrit le comportement du sol à partir d'une analyse faite à l'échelle du grain ou, au moins, à l'échelle des éléments de grande taille.

1.1 Généralités

1.1.1 Définition d'un sol grossier

Le terme "*sol grossier*" n'est trouvé dans aucune des classifications utilisées en mécanique des sols et dans le domaine du terrassement. En fait, diverses classes de sols pourraient correspondre à un sol grossier. Ainsi, ce type de sol pourrait être considéré, selon la classification "LCPC", comme une grave, un sable ou même un sol fin.

Dans la bibliographie, il existe diverses appellations pour nommer un sol grossier. Nous avons pu en répertorier trois types :

- celles faisant référence à l'origine géologique du matériau : sols alluvionnaires, matériaux superficiels des versants naturels, enrochements (les termes anglo-saxons correspondant sont : *riverbed gravel*, *glacial till*, *rockfill material*) ;
- les appellations qui dénotent de leur caractère hétérogène : graves argileuse ou limoneuses, sols graveleux avec fines, sols comportant des fines et des gros éléments (les termes anglo-saxons correspondant sont : *gravel-clay*, *sandy-gravel*, *soil with oversize particle*, *earth-rock mixture*) ;
- on distingue enfin les dénominations faisant référence à la taille des constituants : sols à

gros grains, matériaux granulaires non conventionnels, sols grossiers.

On peut donc concevoir qu'il est très difficile de donner une définition exacte des sols grossiers, cependant nous allons en présenter les principales caractéristiques. La première caractéristique est celle d'avoir une granulométrie étalée qui sera plus ou moins bien graduée selon le type de sol. La seconde caractéristique est celle de contenir des éléments granulaires ayant la taille d'un gravier, d'un galet ou d'un bloc rocheux.

Pour définir un sol grossier, nous pensons qu'il faut s'appuyer sur ces deux caractéristiques indissociables. En effet, un sol constitué d'un mélange d'argile et de sable grossier ne peut pas être considéré comme un sol grossier même si sa granulométrie est étalée. De la même façon, les ballasts qui sont des matériaux à forte granularité ne correspondent pas à la définition qu'on se fait d'un sol grossier car la distribution granulométrique de ces matériaux est relativement serrée. De même, les sols contenant des blocs erratiques ne peuvent pas être considérés comme des sols grossiers.

1.1.2 Exemples de sols grossiers

Après avoir défini les types de matériaux naturels pouvant s'apparenter, selon nous, à des sols grossiers, nous en présentons maintenant quelques exemples. On distingue les formations naturelles, les sols provenant de l'exploitation des massifs rocheux et enfin "les mélanges" qui sont des sols constitués en laboratoire, en mélangeant différents sols pour étudier l'influence d'un paramètre particulier.

1.1.2.1 Les formations naturelles

(a) Les éboulis.

Les fragments de roches et les blocs qui se détachent les uns après les autres des parois rocheuses soit par éclatement ou sous l'action du gel et des chocs thermiques, descendent les pentes sous l'effet de la gravité. Ces débris rocheux s'accumulent sur le versant ou au pied du versant et finissent par former des nappes, des talus, ou des cônes d'éboulis. Ces formations sont constituées d'éléments anguleux très hétérométriques, et peuvent également contenir des éléments argileux provenant du lessivage des fragments rocheux par le ruissellement des

eaux de pluie (Fig. 1.2). Comme le montre la figure 1.1, la distribution granulométrique des éboulis est très étalée.

Ce type de sols grossiers a fait l'objet de récents travaux de recherche en France. Il s'agissait d'éboulis prélevés sur quatre sites de la région de Saint Jean de Maurienne (Shirdam *et al.*, 1998) et d'éboulis provenant de l'érosion de massifs cristallins (Dendani, 1988).

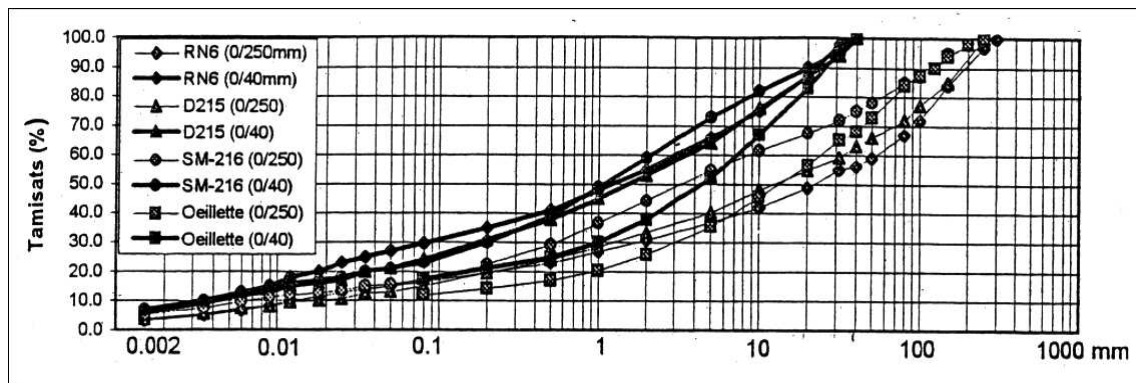


FIG. 1.1 – Courbes granulométriques d'éboulis (courbes du matériau complet et écrêté) (Shirdam *et al.*, 1998).

(b) Les moraines

Lors des périodes glacières, l'avancée des glaciers provoque une érosion des flans des massifs rocheux. Les résidus de cette érosion sont transportés par la glace. Lors des périodes de déglaciation la fonte des glaciers laisse apparaître des formations argileuses qui contiennent des blocs rocheux généralement peu émoussés, dont la taille atteint parfois plusieurs mètres cubes (Figure 1.3). Ces matériaux sont appelés argiles morainiques ou argiles à blocs (les termes anglo-saxons étant *boulder-clays* ou *glacial till*). Les blocs sont emballés dans l'argile et les éléments appartenant à la classe granulométrique des graviers ou des sables sont absents. La distribution granulométrique de ces sols est donc très étalée et discontinue, et la proportion de fines est assez importante (30% à 40%).

Ce type de sol grossier n'a fait l'objet que de peu de travaux de recherche, nous citons les travaux de Insley (Insley & Hillis, 1965), ceux de Gens (Gens & Wight, 1979) et ceux de Bimbard (Bimbard, 2001).



FIG. 1.2 – Gisement d'éboulis du Puech de l'Azé, en Dordogne (Photographie H. Laville, 1975).



FIG. 1.3 – Gisement de dépôt morainique.

(c) Les alluvions

A la différence des moraines et des éboulis, ces formations ont une granulométrie moins étalée : en effet, on note dans ces sols, une absence ou une faible proportion de fines. Les éléments constituant ces sols grossiers sont plutôt de forme arrondie (Fig. 1.4).

Selon la nature minéralogique et pétrographique des bassins versants rencontrés par le cours d'eau, on distingue trois types d'alluvions. Lorsque le bassin versant est constitué de calcaire, on parle d'alluvions du même nom.

Les alluvions silico-calcaires constituent la deuxième famille de ce type de formation superficielle. La partie siliceuse est constituée soit de débris de roches magmatiques ou métamorphique, soit de silex.

On distingue finalement les alluvions siliceuses. Certaines d'entre elles sont constituées d'un mélange de silex qui constitue la partie grossière, et de quartz dans la partie fine. D'autres sont constituées de galets et de graviers granitiques, dioritiques ou gneissiques, et de sable quartzueux.

Les sols grossiers alluvionnaires sont ceux qui ont fait l'objet du plus grand nombre d'études (Bourdeau *et al.*, 1989; Gotteland *et al.*, 2000; Holtz & Willard, 1967; Jain & Gupta, 1974; Fragaszy *et al.*, 1990; Leslie, 1963; Varadarajan *et al.*, 2003; Bolton & Lee, 1993; Lowe, 1964; Yasuda *et al.*, 1997)

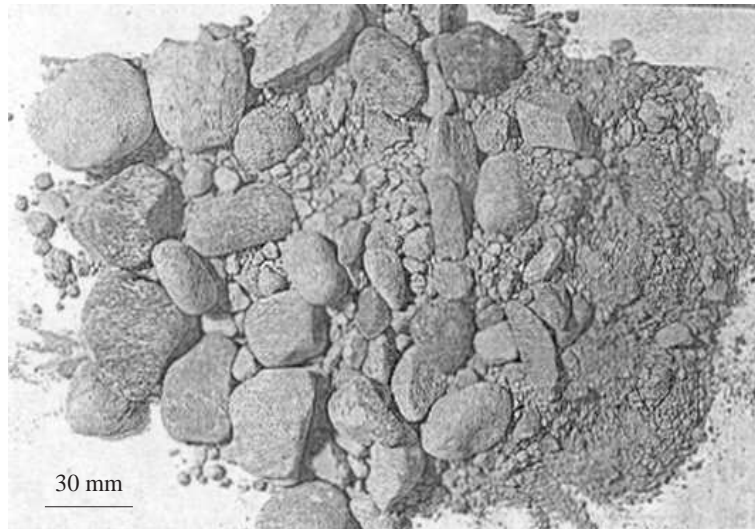


FIG. 1.4 – Vue d'un sol grossier alluvionnaire (Fragaszy *et al.*, 1990).

(d) Les altérites

Ces formations superficielles sont le résultat de l'altération mécanique et chimique des massifs rocheux fissurés. Le gel et les fortes variations de température sont les agents de la dégradation mécanique, leur action conduit à la formation d'éléments hétérométriques. L'altération chimique par l'eau et par les éléments que celle-ci transporte (CO_2 , NO_3^- , acides organiques) conduit à la formation d'éléments de nature variée.

La première famille d'altérite est constituée par les arènes et les gores qui sont respectivement le produit de l'altération des roches magmatiques (granites, diorites...) et des roches métamorphiques (gneiss, micaschiste). Les arènes et les gores sont formés d'îlots de roche saine en forme de boule et entourés par une matrice d'éléments fins plus ou moins argileux qui résulte d'une altération chimique.

Les argiles à silex constituent le deuxième grand groupe d'altérites. Elles sont le produit

de la décarbonatation par lixiviation des roches calcaires tendres et fissurées. Lorsque ces calcaires contiennent des accidents siliceux (silex, chert, chenailles, meulière), ces derniers se trouvent mélangés à l'argile résiduelle. Ainsi sont formées les argiles à silex du bassin de Londres, de Normandie et certaines argiles à meulière du bassin Parisien.

1.1.2.2 Matériaux provenant de l'exploitation des massifs rocheux.

Il s'agit de débris rocheux obtenus par fragmentation du massif rocheux à l'aide d'explosifs, suivi d'un concassage des blocs. Selon la fragmentabilité de la roche, on obtient un matériau contenant des éléments plus ou moins hétérométriques avec une production plus ou moins importante de fines non plastiques.

Le comportement mécanique de ce type de sols grossiers a été largement étudié (Leslie, 1963; Marsal, 1967; Holtz & Willard, 1967; Marachi *et al.*, 1972; Jain & Gupta, 1974; Charles & Watts, 1980; Thiers & Donovan, 1981; Fry *et al.*, 1989; Indraratna *et al.*, 1993; Gomes-Correia *et al.*, 2001; Varadarajan *et al.*, 2003)

1.1.2.3 Sols grossiers reconstitués

Il s'agit de matériaux grossiers obtenus en mélangeant des éléments de tailles et de natures diverses. Ces sols grossiers sont ainsi reconstitués afin d'étudier l'influence de paramètres spécifiques comme la proportion et la taille des graviers ou la nature de la fraction granulaire plus fine.

Nous citons, à titre d'illustration, les travaux de Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979), Holtz (Holtz & Willard, 1967), Fukuoka (Fukuoka, 1957), Dobbiah (Dobbiah *et al.*, 1969) et Vallejo (Vallejo & Mawby, 2000).

1.1.3 Les principaux problèmes liés à l'étude de ces sols

Les sols grossiers sont utilisés comme matériaux de construction d'ouvrages tels que les barrages, les remblais ou les couches de forme (Figure 1.5). Ils peuvent également constituer le support d'ouvrages tels que les voies de circulation se trouvant sur des versants naturels (Figure 1.6). Pour caractériser le comportement mécanique de ces sols, on se trouve confronté

à deux types de difficultés intrinsèques à leur étalement granulométrique et leur hétérogénéité de nature.



FIG. 1.5 – Execution d'un remblai routier sur la RN9.

1.1.3.1 Choix des dimensions des dispositifs expérimentaux

Pour caractériser le comportement mécanique des sols en laboratoire, on utilise des dispositifs expérimentaux dont les dimensions contraignent à effectuer les essais de caractérisation sur un volume de sol bien défini. Ainsi, pour étudier, par exemple, le comportement en rupture sous un chargement triaxial de révolution, on fabrique des éprouvettes cylindriques dont les diamètres courants sont 37, 50, 70 ou 100 mm. Exceptionnellement, les échantillons de sol peuvent avoir des diamètres allant jusqu'à 300 mm ou 500 mm.

Afin de pouvoir caractériser le comportement du sol à partir d'essai mécanique sur des éprouvettes en laboratoire, il est nécessaire que le volume des éprouvettes soit suffisamment grand pour être un volume représentatif du sol sur site. Pour que le volume des éprouvettes soit un volume représentatif, il faut que le rapport entre la taille des plus gros constituants contenus dans l'éprouvette et la dimension caractéristique de celle-ci inférieure à $\frac{1}{10}$ ou $\frac{1}{5}$.

L'une des caractéristiques des sols grossiers est qu'ils peuvent être constitués d'éléments dont la taille peut aller jusqu'à un mètre. Dans ces conditions, pour tester un volume de sol représentatif, il faudrait effectuer des essais sur des éprouvettes de très grande taille en utilisant des dispositifs de grandes dimensions. L'utilisation de dispositifs d'une telle taille poserait des problèmes pratiques évidents (manutention des pièces du dispositif, fabrication des éprou-

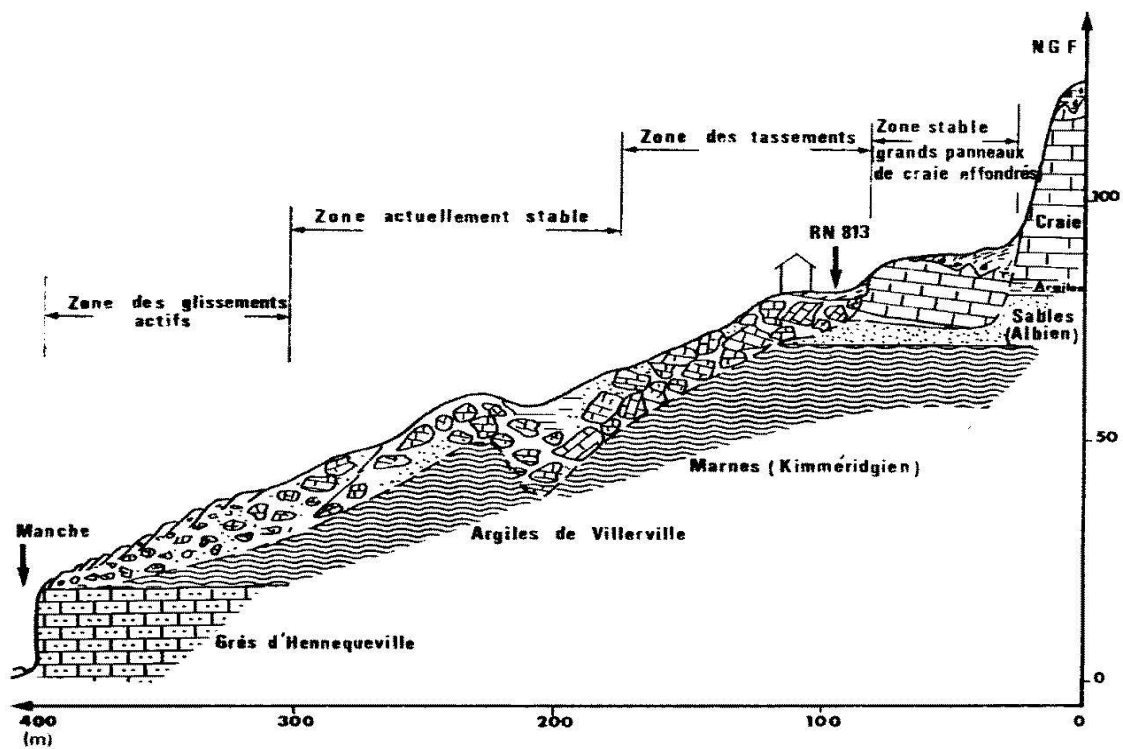


FIG. 1.6 – Gisement d'éboulis du Puech de l'Azé, en Dordogne (Photographie H. La-ville, 1975).

vettes ...) et induirait des coûts financiers élevés.

Ainsi, le premier problème posé par l'étude du comportement mécanique des sols grossiers est le choix d'une éprouvette dont la taille soit adéquate : il s'agit de choisir les dimensions de l'éprouvette qui réalise un bon compromis entre un dispositif de taille raisonnables et la nécessité de pouvoir tester un volume de sol suffisamment grande pour être représentatif du sol sur site.

Pour pallier cette difficulté inhérente à la taille souvent très élevées des constituants des sols grossiers, les géotechniciens ne testent en laboratoire que la fraction granulaire dont le diamètre des éléments les plus gros, est acceptable compte tenu des dimensions des éprouvettes. Ils déduisent ensuite les caractéristiques mécaniques du sol grossier réel à partir de celles de la fraction granulaire testée en laboratoire. Malgré des recherches effectuées dans ce sens, il n'existe encore pas de règle fiable permettant de faire cette extrapolation.

1.1.3.2 Présence de particules argileuses et d'éléments granulaires

Les moraines ou les argiles à silex sont des exemples de sols grossiers qui contiennent une quantité non négligeable d'argile à laquelle se trouvent mélangés des éléments granulaires inertes vis-à-vis de l'eau (sable, graviers, galets ou blocs). Lorsqu'on mène une étude sur ces sols ou une campagne de reconnaissance, on se pose naturellement la question suivante :

- "doit-on considérer ces sols grossiers comme des sols argileux ou pas ?"

Il est tout à fait légitime de se poser cette question car depuis une vingtaine d'années, les travaux de recherche en mécanique des sols portent surtout sur des matériaux de composition uniforme c'est-à-dire soit sur des mélanges argilo-limoneux, soit sur des sols granulaires relativement propres. Le problème qui se pose dans le cas des sols grossiers à matrice argileuse est celui de comprendre puis de prévoir comment chacun des deux éléments (argileux et non-argileux) contribue au comportement du mélange.

Ceci constitue un problème supplémentaire posé par l'étude du comportement mécanique des sols grossiers. C'est une question très importante car l'argilosité des ces sols hétérogènes est un paramètre qui permet de définir les conditions de leur utilisation pour les travaux de

terrassement.

1.1.4 Conclusions partielles

Nous définissons les sols grossiers comme étant des matériaux naturels qui présentent :

- d’une part, une distribution granulométrique très étalée, c’est-à-dire constituée d’éléments dont la taille peut varier de celle d’une particule d’argile à celle d’un gravier, d’un cailloux, ou d’un bloc rocheux ;
- d’autre part, une hétérogénéité de nature, c’est-à-dire que ces sols peuvent être constitués par des éléments argileux et/ou limoneux mélangés à des éléments granulaires.

Certains sols grossiers ne sont caractérisés que par un étalement granulométrique élevé : c’est le cas des sols alluvionnaires ou des matériaux provenant du concassage de blocs rocheux. D’autres sols grossiers présentent les deux caractéristiques à la fois, c’est-à-dire, un fort contraste de taille des éléments qui le composent et une hétérogénéité de nature : citons par exemple, les éboulis, les moraines et les argiles à silex.

Selon leur mode de formation, ces sols ont des distributions granulométriques différentes : certains ont une granulométrie continue où toutes les classes de tailles sont représentées, d’autres peuvent présenter, au contraire, des distributions granulométriques discontinues : c’est le cas des argiles à silex composées de gros éléments entourés par des éléments de plus petite taille qui constituent une matrice.

Toujours selon leur mode de formation, les éléments granulaires contenus dans ces sols peuvent avoir soit une forme plutôt arrondie (alluvions, moraines), soit une forme anguleuse (éboulis, matériaux de concassage).

En raison de la présence d’éléments de grande taille, il est difficile et très coûteux de tester en laboratoire un volume représentatif du sol. On est souvent contraint, à modifier la composition granulométrique du sol pour pouvoir faire des essais de laboratoire sur des éprouvettes de taille standard. Le recours aux essais sur site est également un moyen de caractériser ces sols.

1.2 Caractérisation mécanique des sols grossiers

Dans cette partie, on présente les méthodes *in situ* permettant de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols grossiers par analyse directe ou par analyse inverse.

En laboratoire, on dispose soit de dispositifs de grandes dimensions, soit de dispositifs de taille courante.

1.2.1 Caractérisation *in situ*

Pour deux raisons essentielles les méthodes de caractérisations *in-situ* semblent être *a priori* les moyens les plus adaptés pour caractériser le comportement mécanique des sols grossiers. La présence d'éléments de grandes dimensions constitue bien évidemment la première raison. L'impossibilité de carotter des échantillons de sol grossier intacts constitue le second élément qui motive une caractérisation des sols grossiers sur site.

1.2.1.1 Essais de cisaillement direct

Le principe de l'essai consiste à imposer un effort horizontal sur un bloc de sol contenu dans une boîte rigide. Cette boîte peut être enfoncée dans le sol par battage ou au moyen d'un vérin hydraulique (Figure 1.7). Le fonçage de la boîte dans un sol grossier peut poser des difficultés lorsque le sol contient des éléments de la taille d'un cailloux ou d'un bloc se trouvant à l'aplomb de la boîte. Ces éléments de grande taille peuvent être soit retirés manuellement ou peuvent être enfoncés dans le sol, ils sont de ce fait exclus ou inclus dans l'ensemble qui sera cisailé. Le second moyen de mettre en place l'essai consiste à tailler un bloc de forme parallélépipédique aux dimensions de la boîte de cisaillement, celle-ci est constituée par un cadre périmétral individualisé en quatre pièces appuyées sur les faces latérales du bloc de sol (Figure 1.8). Cette méthode présente un avantage certain par rapport à la précédente car elle a un coût moins élevé. Néanmoins, l'opération de découpe du bloc de sol est une opération délicate qui ne peut être faite que si le sol présente une cohésion naturelle.

L'effort de cisaillement peut être appliqué par traction de la boîte de cisaillement (Laréal *et al.*, 1973; Matsuoka *et al.*, 2001) (Figure 1.9) ou par poussée de celle-ci (Romana & Simic,

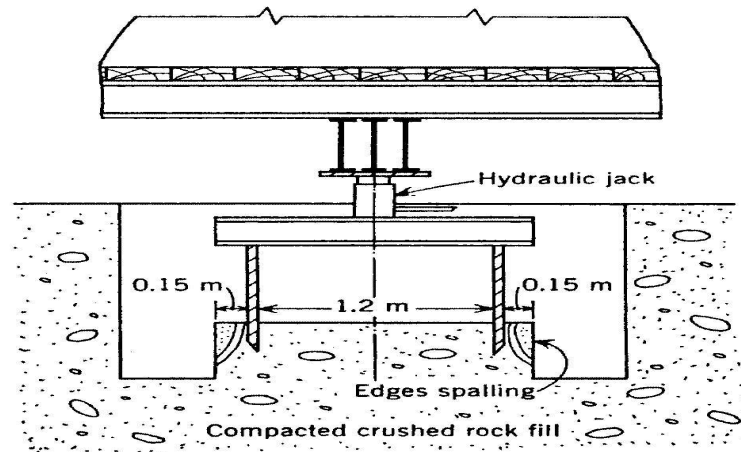


FIG. 1.7 – Fonçage de la boîte de cisaillement dans le sol (Jain & Gupta, 1974) .



FIG. 1.8 – Encadrement d'un bloc de sol prédécoupé (Romana & Simic, 1983) .

1983; Jain & Gupta, 1974) (Figure 1.10). Dans les deux cas, la construction d'un massif de réaction est nécessaire afin d'appliquer un effort de cisaillement. Pour ce faire, on peut utiliser un plot béton coulé dans le sol, le vérin peut également s'appuyer sur une paroi indéformable fichée verticalement dans le sol, une troisième méthode consiste à cisailer deux blocs de sol en même temps, chacun des blocs servant d'appui au second. L'effort de cisaillement doit être appliqué au point le plus proche du plan de rupture. En effet, un excentrement par rapport à ce plan induit le développement d'un moment. Dans ces conditions, le champ de contrainte ne peut plus être considéré comme homogène et l'interprétation de l'essai devient plus complexe. Afin de réduire l'excentricité de l'effort de cisaillement Jain (Jain & Gupta, 1974) propose d'incliner la direction de l'effort de poussée : la composante horizontale de cet effort constituera l'effort tangentiel et la composante verticale s'ajoutera à l'effort vertical appliqué au dessus de l'éprouvette (Figure 1.11).



FIG. 1.9 – Vue du dispositif de cisaillement direct par traction (Laréal et al., 1973) .

L'effort vertical, dont la valeur est maintenue constante pendant le cisaillement, est appliqué en utilisant un vérin hydraulique s'appuyant sur un massif de réaction (Figure 1.11). On peut également appliquer l'effort vertical en chargeant la face supérieure de l'éprouvette avec des charges mortes comme des gueuses, des matériaux de remblai, des masses de fonte

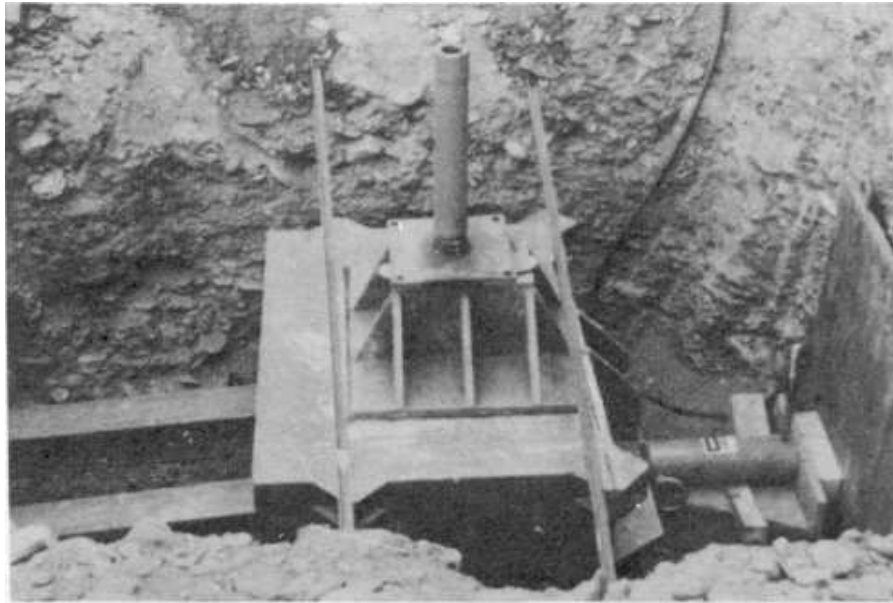


FIG. 1.10 – Vue du dispositif de cisaillement direct par poussée de la boîte (Romana & Simic, 1983) .

(Figure 1.9). La difficulté technique qui se pose est de faire en sorte que l'effort vertical se répartisse de façon uniforme sur l'échantillon. Ainsi, lorsqu'on utilise un vérin, il est nécessaire de disposer d'un système de rail permettant le déplacement horizontal simultané du bloc de sol et du massif de réaction pendant le cisaillement (Figure 1.11).

Pour interpréter les résultats de ce type d'essais *in situ*, on doit résoudre un problème de mécanique aux conditions aux limites mal définies. En effet, il existe une incertitude sur la valeur des efforts de frottement entre la boîte et le sol. Matsuoka (Matsuoka *et al.*, 2001) néglige ces efforts car, selon lui, la valeur de ces derniers tend vers zéro lorsque l'échantillon se dilate. Il existe également des efforts tangentiels supplémentaires qui se développent lorsque le massif de réaction de l'effort vertical se déplace pendant le cisaillement. Pour évaluer cet effort, Jain (Jain & Gupta, 1974) applique à la valeur de l'effort vertical, un coefficient de frottement d'une valeur arbitraire de 0,1.

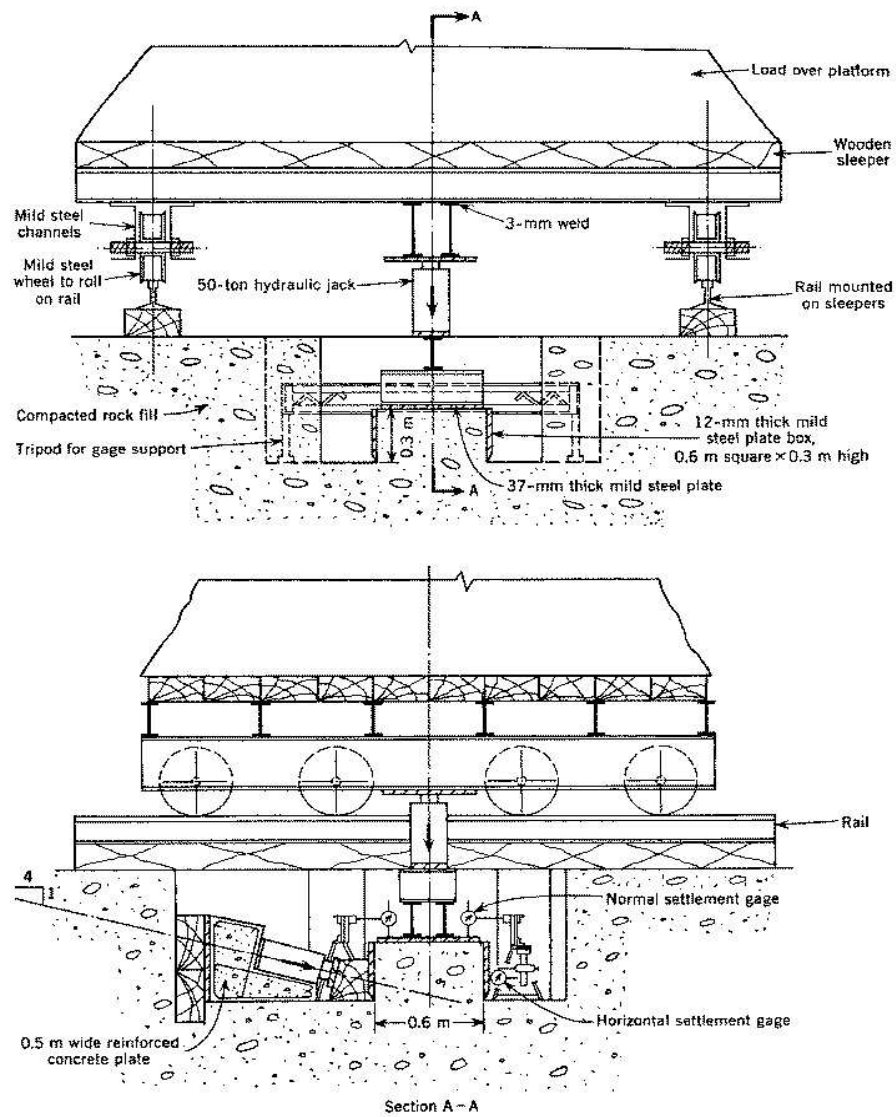
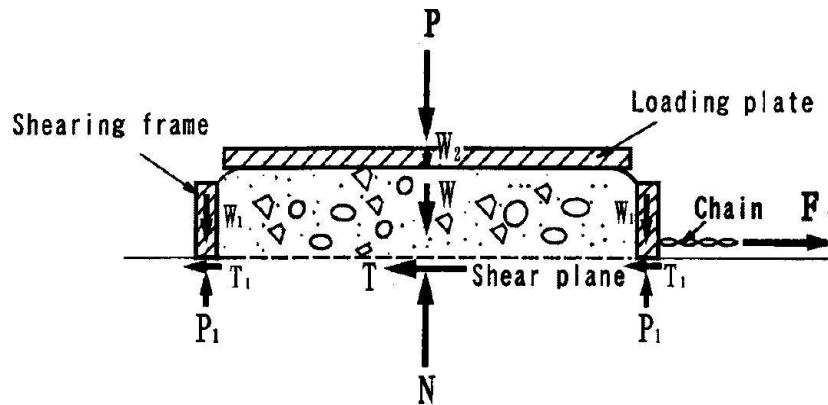


FIG. 1.11 – Schémas de principe du dispositif de cisaillement direct par poussée de la boîte (Jain & Gupta, 1974).



- N — Vertical force acting on shear plane, T — Shearing force acting on shear plane
 A — Area of shear plane, P — Applied dead load, F — Measured horizontal force
 W — Weight of specimen inside shearing frame
 W_1 — Dead weight of shearing frame, W_2 — Dead weight of loading plate
 T_1 — Frictional force on contact plane between shearing frame and specimen
 P_1 — Vertical force on contact plane between shearing frame and specimen

FIG. 1.12 – Bilan des efforts intervenant pour l'interprétation des essais de cisaillement direct *in situ* (Matsuoka et al., 2001).

1.2.1.2 Utilisation des essais classiques de reconnaissance *in situ*

L'utilisation des essais de caractérisation mécanique *in situ* classiques tels que les essais au pénétromètre ou les essais pressiométriques est inadaptée pour les sol grossiers. Ils posent, en effet, des problèmes relatifs à leur exécution et à l'interprétation des résultats qu'ils permettent d'obtenir.

Les opérations de fonçage ou de battage effectuées lors de l'exécution des essais au pénétromètre statique ou dynamique ou des essais de caractérisation au scissomètre sont entravées par la présence d'éléments de grandes dimensions (cailloux ou blocs) dans les sols grossiers (Figure 1.14). Il en est de même lors de la réalisation des forages préalables à l'exécution des essais pressiométriques ou des essais de cisaillement au phicomètre. Dans ces conditions, il peut s'avérer nécessaire d'utiliser des outils plus résistants et plus puissants comme par exemple des pénétromètres "lourds" qui peuvent développer des efforts de pénétration allant jusqu'à 150 à 200 kN ou des foreuses à rotoperçussion pour effectuer des forages.

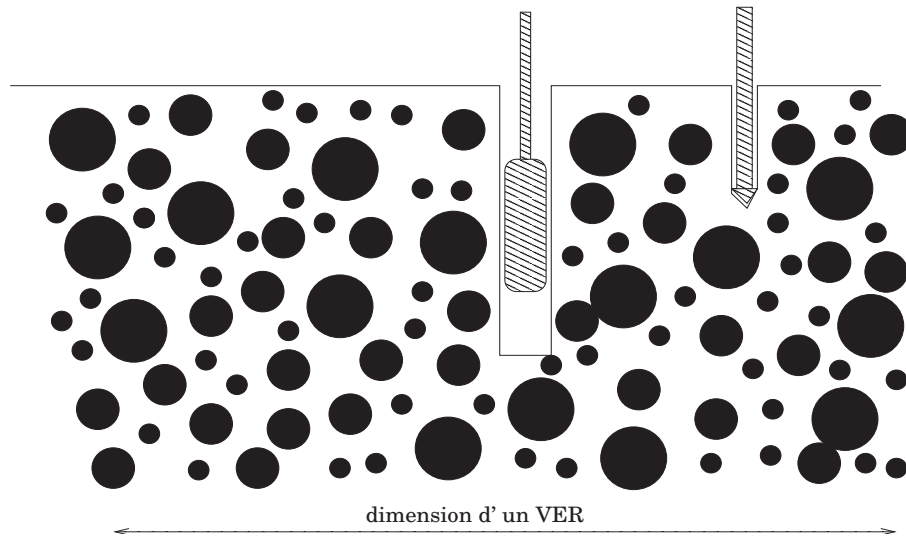


FIG. 1.13 – *Illustration du manque de représentativité des essais au pressiomètre et au pénétromètre.*



FIG. 1.14 – *Etat d'un piézomètre après mise en place par vibrofonçage dans une grave argileuse (Gosset & Khizardjian, 1976) .*

Le second obstacle à l'utilisation des essais classiques de caractérisation *in situ* réside dans le fait que les dimensions des pénétromètres et des pressiomètres standards sont trop petites par rapport à la taille des constituants des sols grossiers. En effet, les sondes pressiométriques ont un diamètre de 4,4 cm ou 5,8 cm et la longueur des cellules de mesure vaut 20,5 cm ou 36 cm, le diamètre de la pointe des pénétromètres statiques et dynamiques vaut respectivement 3,2 cm et 6,2 cm. Les sols grossiers, quant à eux, contiennent souvent des éléments dont la taille est supérieure à 30 cm. Il devient alors impossible de définir une valeur moyenne des caractéristiques mécaniques de la formation traversée. Ainsi, par exemple, la résistance de pointe mesurée au pénétromètre dynamique (q_d) au sein d'une formation de sol grossier, peut soit être élevée si la pointe vient buter sur un cailloux, soit être très faible si l'outil traverse des fraction granulaire plus fines.

De plus, l'interprétation de ces essais menés dans ces sols hétérogènes n'est pas rigoureuse d'un point de vue mécanique. En effet l'expression du module pressiométrique est le résultat de la résolution en axisymétrie d'un problème d'expansion de cavité d'un milieu homogène et isotrope. Or, à l'échelle d'une sonde pressiométrique standard, un sol grossier est un matériau hétérogène. C'est ainsi que, lors de la réalisation d'essais pressiométriques dans une formation d'éboulis, Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998) a été amené, par exemple, à rejeter les résultats provenant des essais effectués dans des zones où la présence de gros blocs avait été constatée lors du forage.

Une solution à ce problème de représentativité, serait d'utiliser un matériel de plus grandes dimensions : c'est dans cette optique que la foreuse de Berker a été utilisée comme pénétromètre (Harder & Seed, 1986; Sy & Campanella, 1993) et que le "*Large Penetration Test*" a été développée au Japon par Kaito, cité par Tanaka (Tanaka & Okamoto, 1998).

Dans ses travaux portant sur le comportement mécanique d'un sol alluvionnaire, Vallé (Vallé, 2001) utilise l'essai à la plaque comme essai de caractérisation en place en complément des essais au pénétromètre et au pressiomètre. L'un des avantages de cet essai par rapport aux autres essais classiques, est que le diamètre de la plaque vaut 600 mm. Ainsi les valeurs des modules dits "*à la plaque*" sont des paramètres mécaniques qui peuvent caractériser globalement un sol grossier comportant des hétérogénéités dont le diamètre maximal vaut environ

60 mm. Dans le cas où le sol grossier contient des inclusions encore plus grandes, on est conduit à utiliser des dispositifs d'essais à la plaque de plus grandes dimensions. C'est ainsi que, pour évaluer le module à la plaque d'un sol grossier contenant des blocs de 100 mm de diamètre, Lin (Lin *et al.*, 2000) utilise un dispositif de chargement à la plaque capable de supporter un effort maximum de 1200 tonnes et d'enfoncer une plaque de 1050 mm de diamètre (Figure 1.15 et Figure 1.16).

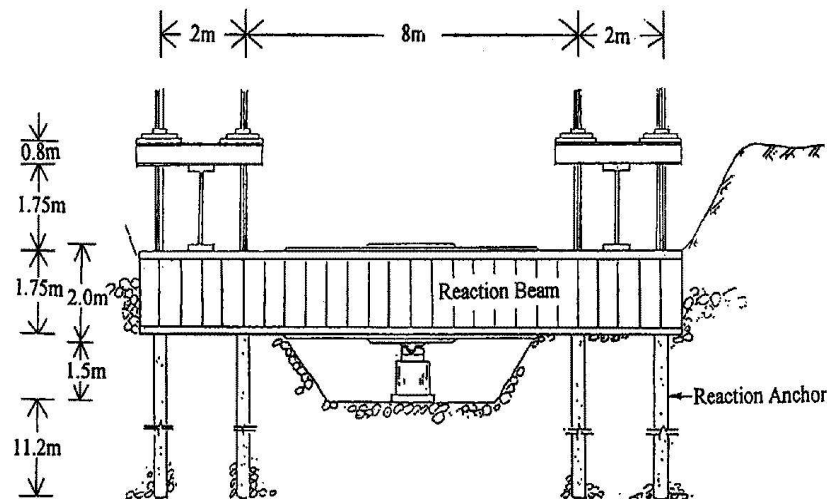


FIG. 1.15 – Schéma d'un dispositif d'essai à la plaque de grandes dimensions (Lin *et al.*, 2000)

Les méthodes de reconnaissance géophysique comme les essais de propagation d'ondes sismiques de type *cross-hole* ou *down-hole* ont été utilisées par plusieurs auteurs pour une caractérisation sur site des sols grossiers. Citons à titre d'exemple les travaux de Lin (Lin *et al.*, 2000), Tanaka (Tanaka & Okamoto, 1998) et Yasuda (Yasuda *et al.*, 1997). Ces méthodes sont utilisées le plus souvent en complément des essais mécaniques précités afin de vérifier ou d'établir un profil lithographique. Elles peuvent également être utilisées pour déterminer par analyse inverse les propriétés élastiques des formations de sols grossiers. A ce propos, les travaux de Yasuda (Yasuda *et al.*, 1997) montrent une bonne concordance entre des mesures *in situ* et en laboratoire des modules de cisaillement (Figure 1.17).

Les essais de propagation d'ondes sont plus adaptés pour une caractérisation mécanique *in situ* des sols grossiers. En effet, les volumes de sol sur lesquels on mesure les vitesses de propagation d'onde, sont suffisamment grands pour constituer des volumes représentatifs d'un massif ou d'une couche de sol grossier. Il s'en suit que les résultats obtenus par ces



FIG. 1.16 – Vue d'un dispositif d'essai à la plaque de grandes dimensions (Lin et al., 2000)

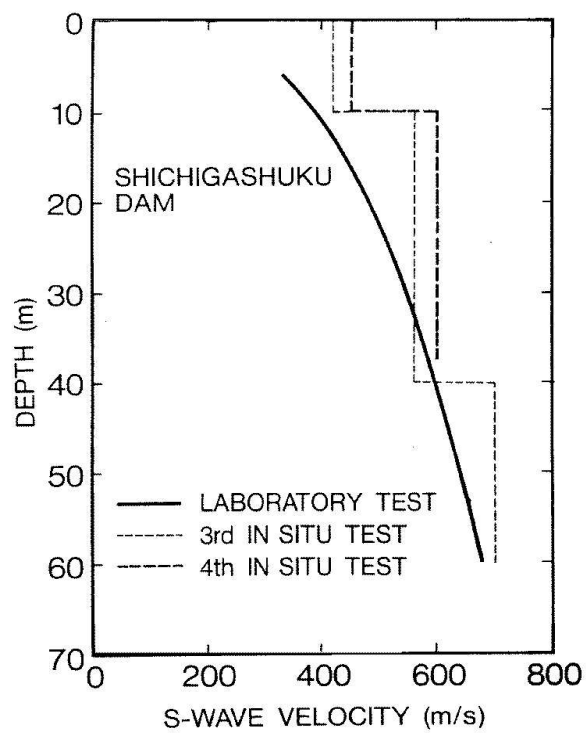


FIG. 1.17 – Résultats d'un essai de propagation d'ondes : comparaison entre des essais sur site et des essais réalisés en laboratoire (Yasuda et al., 1997).

méthodes sont plus homogènes que ceux que l'on obtiendrait avec des essais mécaniques classiques *in situ*. A ce propos, la figure 1.18 montre que les résultats obtenus avec un pénétromètre présente une grande variabilité dans les couches à forte hétérogénéité alors que les essais de propagation donnent des résultats plus homogènes quelles que soient les couches concernées (Crova *et al.*, 1993).

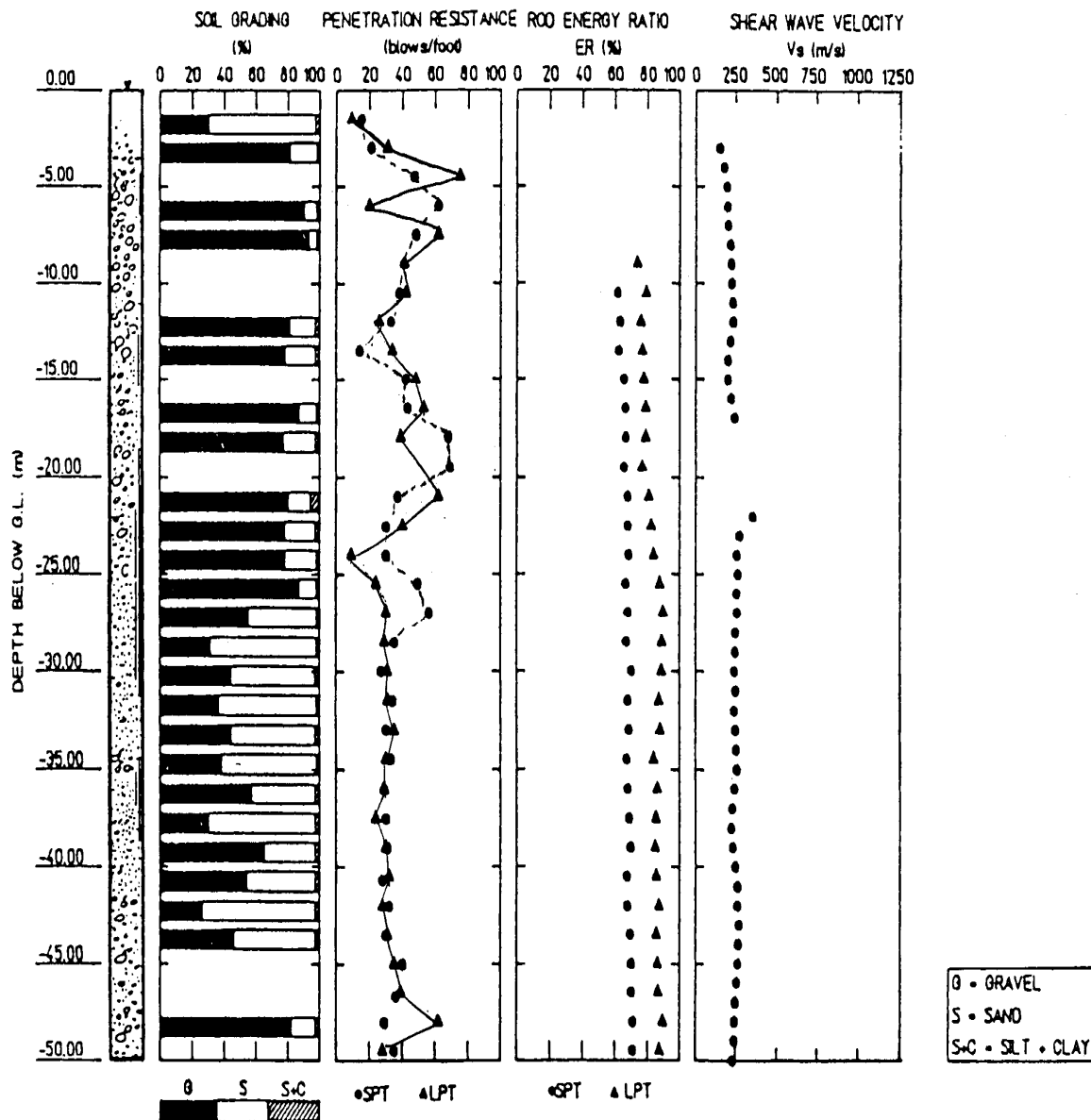


FIG. 1.18 – Résultats d'essais aux pénétromètre standard (STP) et de grandes dimensions (LPT) - Profil sismique (Crova *et al.*, 1993)

1.2.1.3 Réalisation d'ouvrages expérimentaux

Compte-tenu de la taille élevée de certains constituants des sols grossiers les expériences de rupture en vraie grandeur semblent être appropriées pour évaluer les caractéristiques mécaniques de ce type de sol. L'analyse de la rupture permet, par la suite, de remonter aux paramètres de rupture tels que l'angle de frottement interne ou la cohésion.

Pour illustrer ce type d'approche appliquée au sol grossiers, nous présentons d'abord les travaux de Bolton (Bolton & Lee, 1993). Ce dernier détermine l'angle de frottement interne d'un sol grossier en analysant la rupture superficielle du remblai provoquée par le déplacement horizontal du bloc de béton (Figure 1.19). La valeur de l'angle de frottement ainsi déterminée est similaire à celle obtenue en effectuant un essai triaxial de grandes dimensions constitué par le même matériau.

Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998) a évalué les paramètres de rupture (c' et ϕ') d'une formation d'éboulis en provoquant la rupture d'un talus taillé dans un massif en place (Figure 1.20). La comparaison entre les caractéristiques mécaniques mesurées à partir de cette méthode et celles déterminées à partir d'essais effectués en laboratoire, montre une bonne concordance.

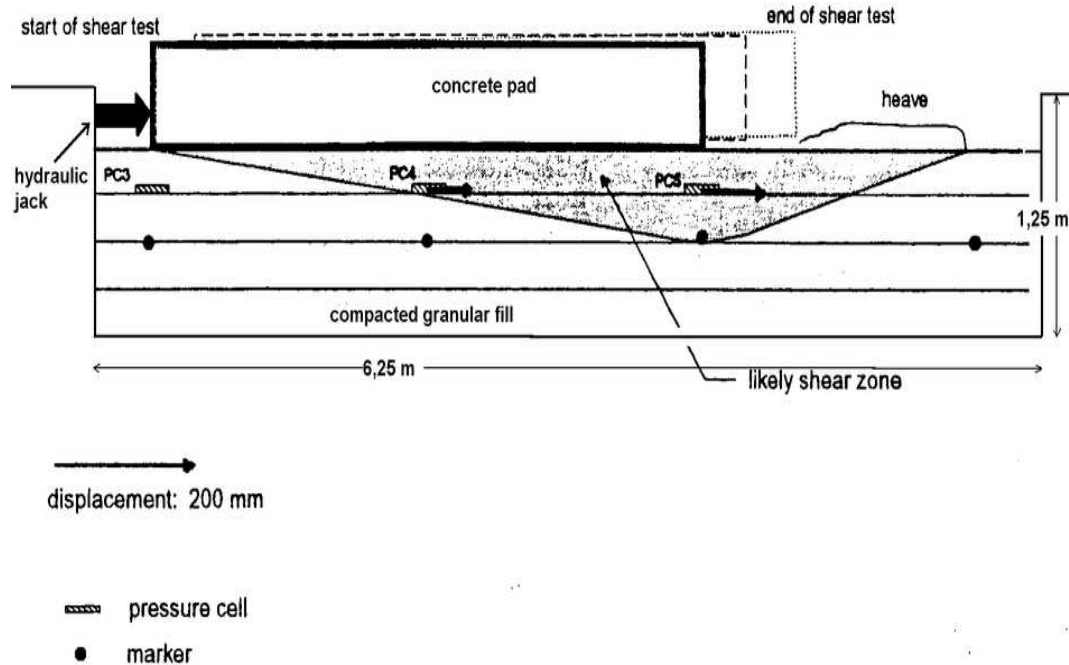


FIG. 1.19 – Schéma de principe d'un essai de rupture en vraie grandeur (Bolton & Lee, 1993).

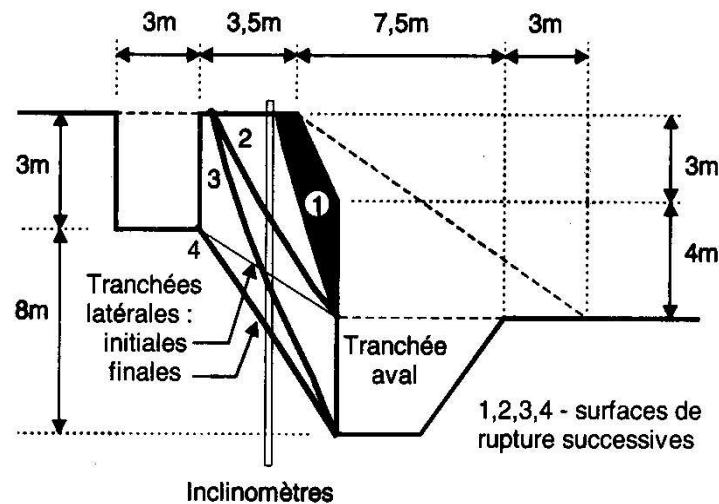


FIG. 1.20 – Coupe du massif du talus expérimental (Shirdam et al., 1998).

1.2.2 Caractérisation en laboratoire, au moyen de dispositifs de grandes dimensions

Comme nous l'avons évoqué précédemment, l'utilisation de dispositifs expérimentaux de grandes dimensions peut être un moyen de déterminer en laboratoire les caractéristiques mécaniques des sols grossiers. Nous présentons quelques exemples de ce type de dispositifs. Les dimensions élevées de ces appareils induisent diverses difficultés que nous nous proposons également décrire dans ce qui suit.

1.2.2.1 Utilisation d'une boîte de cisaillement

En France, il existe trois de boîtes de cisaillement direct de grandes dimensions : la première est une boîte cylindrique d'un diamètre 600 mm et d'une hauteur de 300 mm, celle-ci se trouve au CETE de Lyon (Figure 1.21). Le deuxième dispositif se trouve au CER de Rouen et est constitué d'une boîte parallélépipédique de 500 mm de côté de 200 mm de hauteur. Enfin Bourdeau (Bourdeau, 1997) présente également un dispositif de cisaillement direct de 600 mm de côté et de 400 mm de haut.

Au plan international, il convient de citer les boîtes de cisaillement ayant jusqu'à 1000 mm de côté (Wiseman *et al.*, 1987; Fukuoka, 1957), la figure 1.22 en présente un exemple.

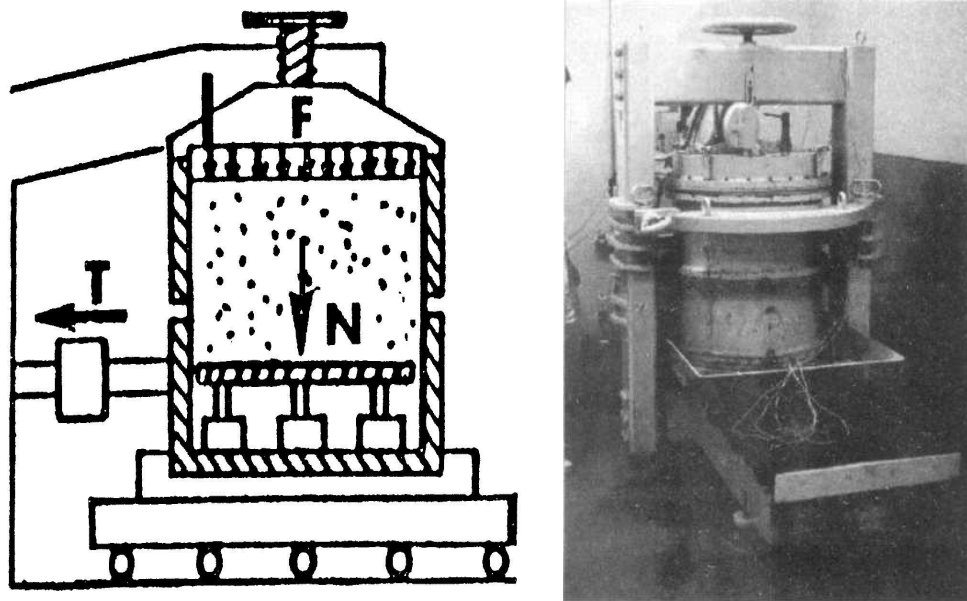
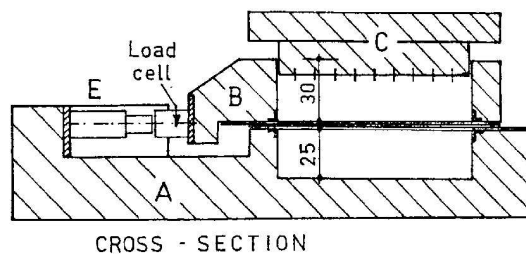
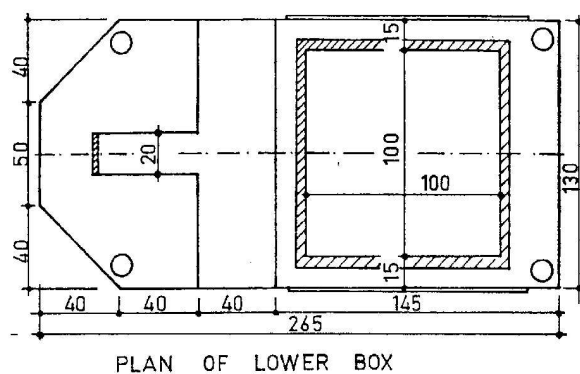


FIG. 1.21 – *Shéma et vue de la grande boîte de cisaillement du CETE de Lyon (Shirdam et al., 1998; Bourdeau et al., 1989).*



- A— bottom box
- B— top frame
- C— loading platform
- D— dead weight
- E— hydraulic jack and load cell

FIG. 1.22 – *Shémas et vue d'une boîte de cisaillement direct de grandes dimensions (Wiseman et al., 1987).*

La première difficulté posée par la dimension des boîtes de cisaillement direct réside dans le fait que les frottements entre le sol et les parois latérales de la boîte ne peuvent plus être négligés. Bourdeau (Bourdeau *et al.*, 1989) montre que le développement de ces efforts induisent une réduction de l'effort normal appliqué dans le plan de cisaillement. La Figure 1.23 représente l'évolution du rapport $\frac{N}{F}$ entre l'effort normal N mesuré sous le plan de cisaillement et la charge appliquée F sur la face supérieure de l'éprouvette. Elle illustre également l'évolution du rapport $\frac{T}{N}$ où T représente l'effort de cisaillement. On constate qu'une grande partie de la charge verticale appliquée en tête de l'échantillon est reprise par le frottement latéral pendant l'application de la contrainte verticale $\frac{F}{S} = 450 \text{ kPa}$ (phase a). Puis, l'influence du frottement diminue à mesure qu'on se rapproche de la rupture (phase b). Afin de limiter les effets de ces frottements, Bourdeau entoure l'échantillon d'un chemisage graissé.

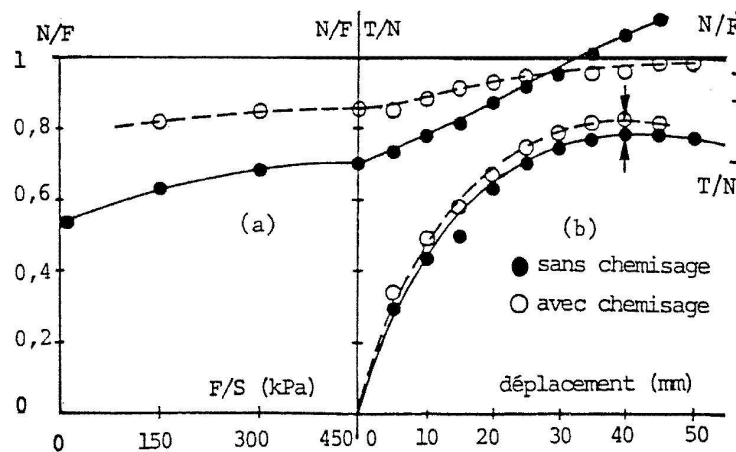


FIG. 1.23 – Mise en évidence du frottement se développant entre le sol et les faces latérales de la boîte de cisaillement (Bourdeau *et al.*, 1989).

Lorsque les deux demi boîtes se déplacent horizontalement l'une par rapport à l'autre, des efforts de frottement se développent. Compte tenu du poids élevé des demie boîtes ces efforts sont importants et ne peuvent être négligés. Certains auteurs comme Bourdeau (Bourdeau *et al.*, 1989; Bourdeau, 1997), Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998) et Vallé (Vallé, 2001) font en sorte que les deux demi boîtes ne soient pas en contact lors du cisaillement. Cet espacement des demie boîtes annule, certes, les efforts de frottement parasites, mais modifie les conditions aux limites géométriques du problème et induit des effets incertains. Selon Nichiporovitch et

Cruz cités par Vallé (Vallé, 2001) et selon Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998), cet espacement annulerait ou réduirait la valeur de la cohésion déterminée expérimentalement (Figure 1.24). Vallé (Vallé, 2001) montre, au contraire, que cet espacement n'a aucune influence sur les paramètres de rupture du sol grossier qu'il étudie. Afin de ne pas modifier les conditions aux limites géométriques du problème de cisaillement direct, il semblerait plus judicieux de maintenir le contact entre les deux demi boîtes et de chercher à évaluer théoriquement ou par l'expérience la valeur de ce frottement. D'autres auteurs ont cherché à réduire cet effort en intercalant entre les boîtes des éléments ou un produit favorisant un glissement peu frottant, c'est l'option qu'a choisie Wiseman (Wiseman *et al.*, 1987).

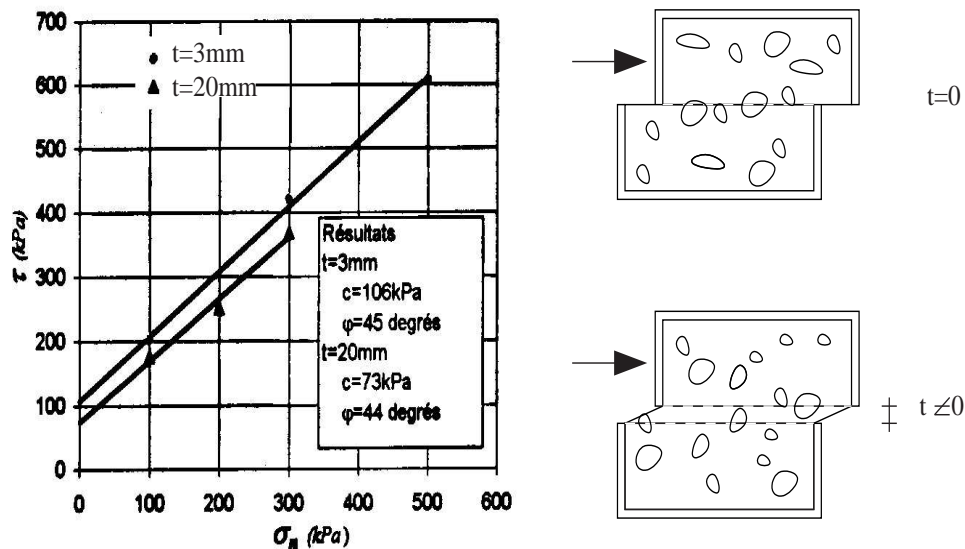


FIG. 1.24 – Effet de l'espacement des demi boîtes sur les paramètres de rupture d'un sol grossier (Shirdam *et al.*, 1998).

1.2.2.2 Utilisation de dispositifs triaxiaux.

L'augmentation de la taille des dispositifs triaxiaux pour caractériser en laboratoire le comportement mécanique des sols grossiers induit moins de difficultés expérimentales que dans le cas des essais de cisaillement direct. En effet, les essais triaxiaux à grande échelle impliquent principalement des coûts financiers élevés par rapport aux essais effectués sur des dispositifs de plus petite taille. L'augmentation de ces coûts provient d'abord du fait que

ces appareils sont des prototypes : en France, il n'en existe que deux ou trois dont un se trouve au CER de Rouen et un second appartient à l'entreprise MECASOL. Ensuite, l'exécution d'essais avec ce type de dispositif implique des coûts énergétiques élevés car les efforts nécessaires au cisaillement sont accrus : citons, à titre d'exemple, la capacité maximale du dispositif de Marachi (Marachi *et al.*, 1972) qui vaut 18000 kN. Afin de développer de tels efforts, des vérins hydrauliques asservis sont le plus souvent utilisés. Les essais triaxiaux à grande échelle sont également des essais pour lesquels les procédures d'exécution (mise en place de l'éprouvette, saturation, cisaillement) sont plus longues et plus lourdes à réaliser. La taille élevée de ces éprouvettes présente cependant l'avantage de pouvoir bien les instrumenter : les travaux de Hoque (Hoque *et al.*, 1996; Hoque & Tatsuoka, 1998), Jiang (Jiang *et al.*, 2002), Balakrishnayer (Balakrishnayer *et al.*, 1998) et de Gomes Correia (Gomes Correia *et al.*, 2001), portant sur l'anisotropie des matériaux granulaires en est une illustration.

Nous avons répertorié dans les tableau 1.1 et 1.2, les différents dispositifs triaxiaux de grandes dimensions. On peut constater que ce type de dispositif a été développé très tôt : l'un des premiers triaxiaux de grande taille est développé dans les années 50 par Hall (Hall, 1950; Leslie, 1963) et jusqu'à aujourd'hui, des dispositifs de plus en plus performants continuent à être développés.

1.2.3 Caractérisation en laboratoire, au moyen de dispositifs de dimension courante

Pour caractériser le comportement mécanique des sols grossiers à partir d'essais de laboratoire, la taille élevée des éléments que contiennent ces sols, fait qu'il est difficile d'effectuer des essais représentatifs sur des éprouvettes de taille standard.

Ainsi, pour tester en laboratoire une éprouvette de sol ayant une granulométrie dont le diamètre des plus gros grains est supérieur au diamètre admissible compte tenu de la taille de l'éprouvette ($d_{max} > d_{admissible}$), on a recours principalement à deux méthodes qui reposent sur l'hypothèse selon laquelle la granulométrie du sol grossier étudié est hétérogène. Plus précisément, on considère que le sol grossier est constitué d'une fraction granulométrique fine appelée "*matrice*" et d'éléments grossiers només "*inclusions*". Le choix des matériaux qui

TAB. 1.1 – *Dispositifs triaxiaux de grandes dimensions*

Référence bibliographique	Dimensions des éprouvette	Nature du sol testé	Capacité en effort
Holtz (Holtz & Willard, 1967)	$\phi=230\text{mm}$, $h=570\text{mm}$	alluvions de rivière, $d_{max}=76,2\text{ mm}$	$\sigma_3=690\text{ kPa}$
Varadarjan (Varadarajan <i>et al.</i> , 2003)	$\phi=381\text{mm}$; $h=813\text{mm}$	alluvions ; $d_{max}=80\text{ mm}$	$\sigma_3=3\text{ MPa}$; $F_1=876\text{kN}$
Varadarjan (Varadarajan <i>et al.</i> , 2003)	$\phi=500\text{mm}$; $h=600\text{mm}$	débris rocheux ; $d_{max}=80\text{ mm}$	$\sigma_3=3\text{ MPa}$; $F_1= 2258\text{ kN}$
Fukuoka (Fukuoka, 1957)	$\phi=280\text{mm}$; $h=650\text{mm}$	mélange :gravier, sable, limon et argile ; $d_{max}=50\text{ mm}$	-
Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979)	$\phi=381\text{mm}$; $h=978\text{mm}$	mélange :gravier,sable et argile ; $d_{max}=76\text{ mm}$	$\sigma_3=8000\text{ kPa}$

TAB. 1.2 – Dispositifs triaxiaux de grandes dimensions

Référence bibliographique	Dimensions des éprouvette	Nature du sol testé	Capacité en effort
Marachi (Marachi <i>et al.</i> , 1972)	$\phi=91,5$; h=228,6	débris rocheux et alluvions ; $d_{max}=152$ mm	$\sigma_3=5175$ kPa ; $F_1=18000$ kN
Kolisoja (Kolisoja, 1997)	$\phi=30$; h=60	Graves ; $d_{max}=64$ mm	$F_1= 200$ kN
Hoque (Hoque <i>et al.</i> , 1996; Hoque & Tastuoka, 1998), Jiang (Jiang <i>et al.</i> , 2002), Balakrishnayer (Balakrishnayer <i>et al.</i> , 1998) et Gomes Correia (Gomes-Correia <i>et al.</i> , 2001)	éprouvette prismatique $570 \times 230 \times 230$ mm	sables ou graves ; $d_{max}=31,5$ mm (Gomes-Correia <i>et al.</i> , 2001) et 40mm (Balakrishnayer <i>et al.</i> , 1998)	-
Leslie (Leslie, 1963)	$\phi=305$ mm ; h=610mm	alluvions et débris de roches granitique ; $d_{max}=76$ mm	$\sigma_3= 4485$ kPa

constituent les inclusions, varie selon les auteurs : nous y reviendrons dans la section (d).

La première méthode consiste à écrêter toutes les inclusions, puis à ne tester en laboratoire que la matrice : c'est la méthode "*d'écrêtement*". En effectuant cette modification de la granulométrie, la proportion d'inclusions passe de la valeur p à une valeur nulle (Figure 1.25).

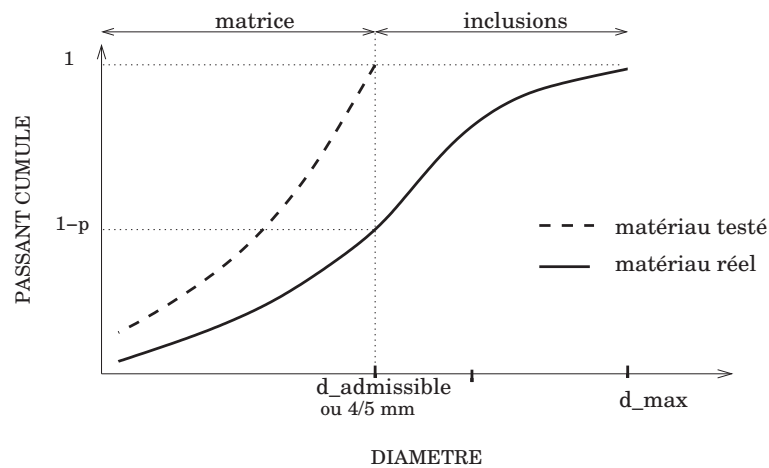
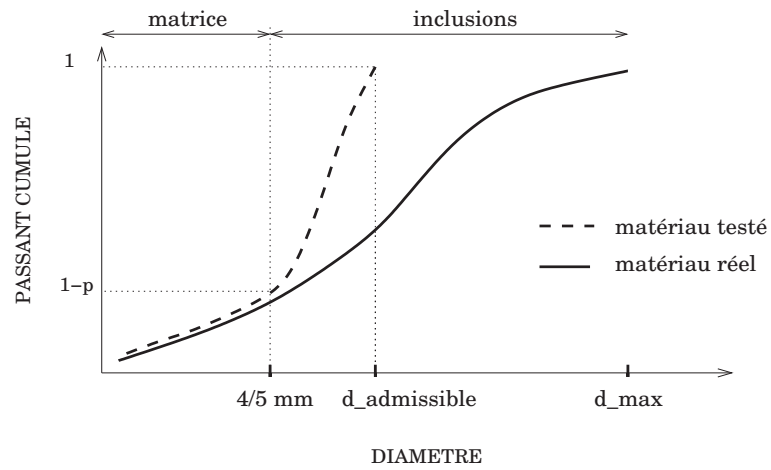
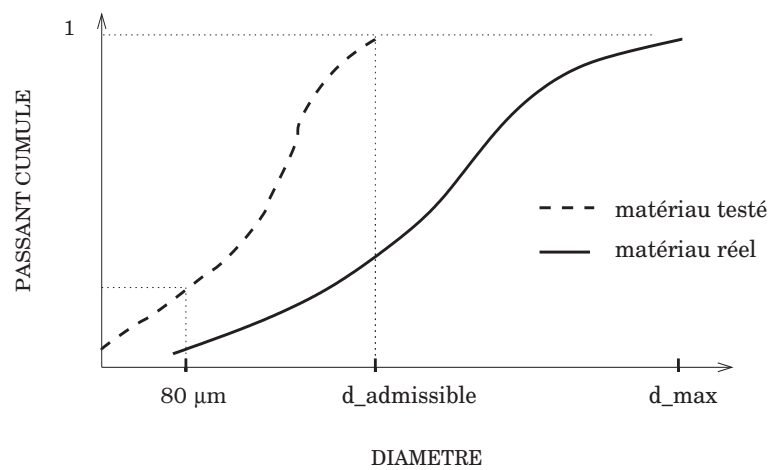


FIG. 1.25 – Illustration de la méthode d'écrêtement.

La seconde méthode consiste à remplacer les inclusions dont le diamètre est compris entre $d_{admissible}$ et d_{max} par une masse équivalente d'inclusions plus petites c'est-à-dire dont la taille est inférieure à $d_{admissible}$: c'est la méthode dite d'"*substitution*" ou de "*remplacement à masse égale*". Comme l'illustre la figure 1.26, on remarque que, dans ce cas, la proportion d'inclusions reste la même, mais que la taille de celles-ci diminue de valeur d_{max} à la valeur $d_{admissible}$.

Il existe une troisième méthode qui consiste à tester en laboratoire un matériau de composition granulométrique modèle. Il s'agit de tester un sol qui est constitué d'éléments dont la taille maximale est inférieure ou égale au diamètre admissible et dont la composition granulométrique est une similitude de celle du sol réel.

Contrairement aux deux méthodes précédentes, la reconstitution d'une granulométrie modèle ne fait pas l'hypothèse que le sol grossier étudié est constitué d'une matrice et d'inclusions.

FIG. 1.26 – *Illustration de la méthode de substitution.*FIG. 1.27 – *Illustration de la méthode de reconstitution granulométrique par similitude.*

1.2.3.1 Méthode d'écrêtement

Afin de voir comment estimer les caractéristiques mécaniques du sol grossier à partir de celles de la matrice, nous présentons les résultats d'études portant sur l'influence de l'écrêtement.

Selon Post (Post, 1979), l'écrêtement des inclusions ne modifie pas le comportement du sol grossier tant que la proportion massique d'inclusions n'excède pas 10% à 25%. Feng (Feng & Vitton, 1997), propose une valeur seuil plus faible : 5%. Selon la recommandation RTR, l'écrêtement peut être effectué jusqu'à une proportion d'inclusions inférieure à 20% ou 40%.

(a) Influence de l'écrêtement sur la rupture.

Les travaux de Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979), Gotteland (Gotteland *et al.*, 2000), Jain (Jain & Gupta, 1974), de Siddiqi (Siddiqi, 1984), de Bolton (Bolton & Lee, 1993) et de Fukuoka (Fukuoka, 1957) montrent une diminution des caractéristiques de rupture avec l'écrêtement : il y a une diminution de la valeur de l'angle de frottement de 2° à 6° selon les auteurs.

Par contre, Dendani (Dendani, 1988) conclut, à la suite de ses travaux sur les matériaux de barrage en terre, à un accroissement de la résistance de pic lorsque qu'on écrête les inclusions. En effectuant un écrêtement à plusieurs niveaux granulométriques (Figure 1.28), Dano (Dano, 2001) montre également que le matériau écrêté a un angle de frottement plus élevé que le sol intact (Figure 1.29).

Leslie (Leslie, 1963) a également étudié l'effet de l'écrêtement sur le comportement d'un sol grossier. Il a effectué un écrêtement à deux niveaux de taille de grains (Figure 1.32). L'auteur ne note aucune influence significative de l'écrêtement sur l'angle de frottement (Tableau 1.3). Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998) n'observe également aucun effet de l'écrêtement des inclusions sur la valeur de l'angle de frottement, mais il constate que le sol écrêté a une cohésion plus élevée que celle du sol intact.

L'écrêtement semble également avoir une influence sur l'occurrence du pic de rupture. Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) montre à ce propos que le pic de rupture du matériau

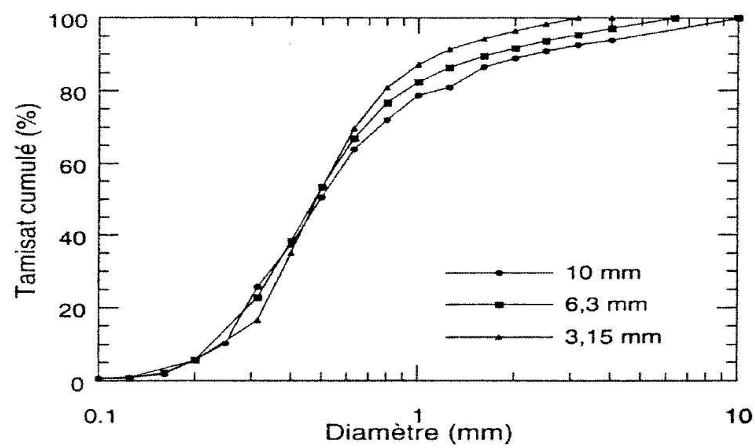


FIG. 1.28 – Courbes granulométriques d'un sol alluvionnaire écrêtés à plusieurs niveaux (Dano, 2001).

Sol	ϕ' (degrés)	M_c	M_p
AA1-10	36,6	1,27	1,49
AA1-6,3	38,1	1,29	1,55
AA1-3,15	38,7	1,32	1,58

FIG. 1.29 – Effet de l'écrêtement sur les paramètres de rupture, ϕ' : angle de frottement interne, M_p : valeur du rapport $\frac{q}{p'}$ à la rupture, M_c valeur du rapport $\frac{q}{p'}$ à l'état caractéristique (Dano, 2001).

TAB. 1.3 – Effet de la fraction massique d'inclusion sur l'angle de frottement d'un sol grossier (Leslie, 1963).

Matériau	d_{max} (mm)	Indice de vide	Angle de frottement ($^{\circ}$)
5A	76,2	0,233	41,0
5A	76,2	0,232	40,8
5B	38,1	0,234	41,4
5B	38,1	0,233	42,2
5C	25,4	0,266	40,3
5C	25,4	0,257	41,0

Dimension de l'échantillon : diam. 304,8 mm et haut. 609,6 mm

Contrainte latérale : $\sigma_3 = 60$ psi.

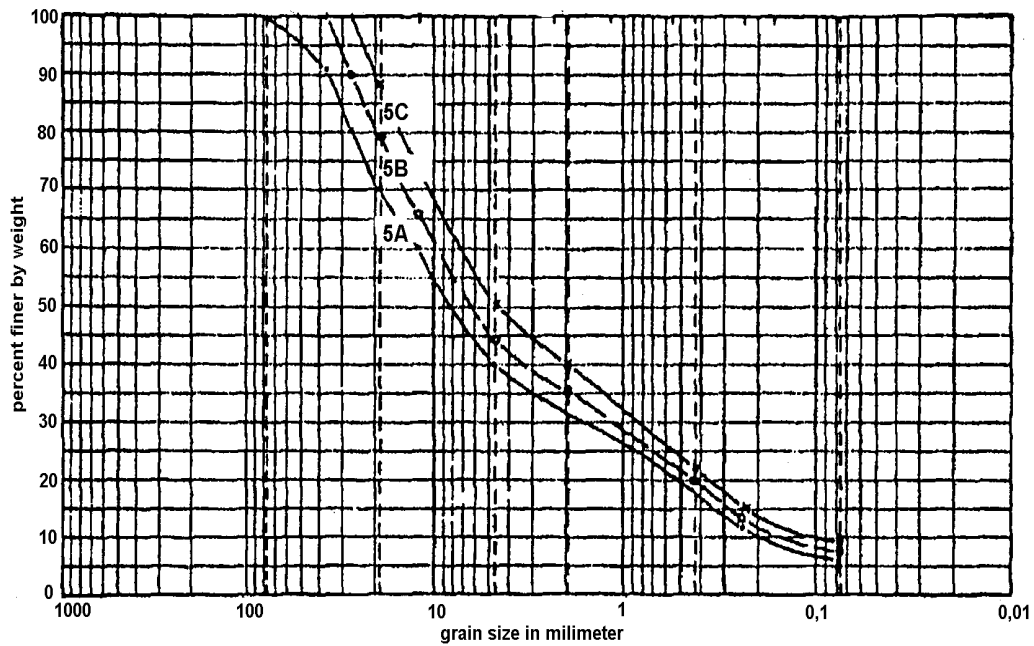


FIG. 1.30 – Courbes granulométriques écrêtées du sol grossier étudié par Leslie (Leslie, 1963); courbes 5A : matériau non écrêté ($d_{max} = 76,2$ mm); courbes 5B : matériau écrêté ($d_{max} = 38,1$ mm) et courbes 5C : matériau écrêté ($d_{max} = 25,4$ mm).

écrêté est atteint à 15% de déformation axiale alors que le sol non écrêté atteint la rupture à 2% de déformation. Gupta (Jain & Gupta, 1974) et Dendani (Dendani, 1988) observent le même phénomène mais les écarts entre les valeurs de la déformation au pic de résistance sont plus faibles : ils valent respectivement 2 à 3% et 3 à 7%.

(b) Influence de l'écrêtement sur les variations de volume

En termes de variation de volume, Dendani (Dendani, 1988) remarque que le matériau écrêté est plus dilatatant que le matériau à granulométrie intacte. En étudiant l'effet de l'écrêtement simple sur un sol grossier constitué de granite concassé, Gomes Correia (Gomes-Correia *et al.*, 2001) montre également que le matériau écrêté est plus dilatatant que le sol intact (Figure 1.31); le sol intact et le sol écrêté ont pourtant des indices de vide initial presque identiques. Les travaux de Dano (Dano, 2001) aboutissent à des résultats semblables.

Cependant, en réalisant des essais triaxiaux saturés non drainés sur un sol grossier, Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) aboutit à une conclusion différente. Ce dernier constate

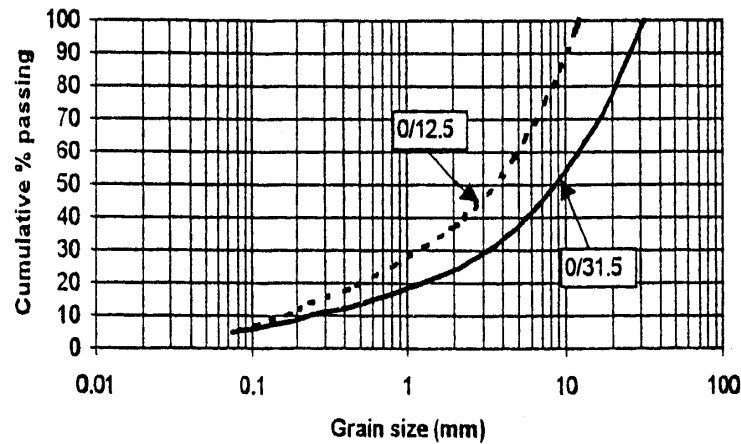


FIG. 1.31 – Courbes granulométriques du sol grossier étudié par Gomes Correia (Gomes-Correia et al., 2001) : matériau non écrêté ($d_{max} = 32$ mm), matériau écrêté ($d_{max} = 12$ mm).

en effet que le cisaillement du matériau écrêté provoque le développement de surpressions interstitielles plus importantes que le sol intact. Il conclut donc que l'écrêtement des inclusions conduit à l'obtention d'une structure moins dilatante. Cette tendance est notable pour des proportions massiques d'inclusions inférieures à 40%, mais pour 65% d'inclusions, Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) ne constate aucune différence entre le comportement des deux matériaux.

(c) Influence de l'écrêtement sur le comportement en petites déformations

Les résultats des travaux de Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979), de Dandani (Dandani, 1988) et de Gomes (Gomes-Correia et al., 2001) sont concordants. En effet ces auteurs montrent que le sol écrêté a une raideur plus élevée que celle du sol intact. Gomes Correia (Gomes-Correia et al., 2001) explique ce résultat par la diminution du coefficient d'uniformité lors de l'écrêtement.

Par contre, Dano (Dano, 2001), trouve que le matériau écrêté a un module de cisaillement moins élevé que le sol intact (Figure 1.33).

(d) Conclusions sur la méthode d'écrêtement

Les résultats des diverses études menées sur l'effet de l'écrêtement tendent à montrer que l'écrêtement simple modifie le comportement du sol. Cependant, selon les auteurs, les écarts

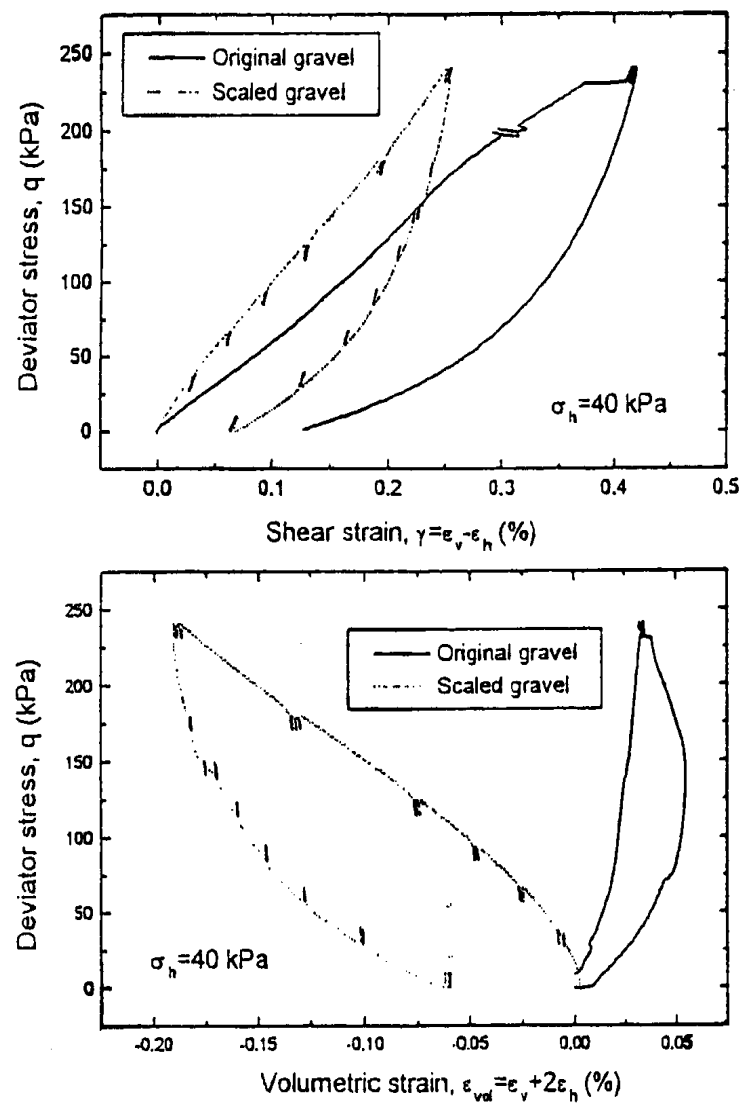


FIG. 1.32 – Influence de l'écroûtement sur le comportement mécanique d'un sol grossier : "Original gravel" : 0/31,5mm ; "Scaled gravel" : 0/12,5mm (Gomes-Correia et al., 2001).

$G_{vh,max}$ x e (MPa)	AA1 - 10	AA1 - 6,3	AA1 - 3,15
$\sigma'_3 = 100$ kPa	69,1	63,5	58,9
$\sigma'_3 = 200$ kPa	94,2	86,4	84,6 / 80,1
$\sigma'_3 = 400$ kPa	128,4 / 135,5	126,1	118,1

FIG. 1.33 – Effet de l'écroûtement sur la valeur du module de cisaillement (Dano, 2001).

de comportement entre le sol intact et le sol écrêté varient et s'opposent parfois.

Il est donc difficile de conclure de façon certaine sur la validité de la méthode d'écrêtement simple. A partir de l'analyse des résultats de la bibliographie, on se propose de donner quelques éléments qui pourraient expliquer cet état de fait.

Le premier point pouvant expliquer ces différences est que le seuil d'écrêtement varie selon les auteurs. En d'autres termes, le choix des éléments qui constituent les inclusions, n'est pas fait de façon identique. Par exemple, Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) et Jain (Jain & Gupta, 1974) ont choisi d'écrêter les particules dont le diamètre est supérieur à environ 4,8 mm. Cette valeur correspond au diamètre n°4 qui constitue, selon la classification USCS, le seuil entre la classe granulométrique des sables et celles des graviers. D'autres auteurs comme Dendani (Dendani, 1988) et Gotteland (Gotteland *et al.*, 2000), ont choisi d'écrêter les particules dont la taille est trop élevée par rapport aux dimensions de l'éprouvette ($d > d_{admissible}$) : Dendani (Dendani, 1988) à écrêté les particules dont le diamètre est supérieur à 20 mm pour tester des éprouvettes cylindriques de 100 mm de diamètre et Gotteland écrête les particules supérieures à 31 mm pour effectuer des essais avec une boîte de cisaillement de 300 mm de côté.

Le second point concerne la façon de caractériser l'état initial de l'éprouvette de sol écrêté et l'éprouvette de sol intact. Nous avons rencontré dans la bibliographie trois façons de procéder. La première consiste à tester les deux matériaux en les compactant à une masse volumique sèche identique : c'est le cas de Gotteland (Gotteland *et al.*, 2000) et de Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998), (Shirdam, 1998), Dano (Dano, 2001) et Gomes Correia (Gomes-Correia *et al.*, 2001). D'autres auteurs choisissent de compacter les deux matériaux à une densité proche de leurs densités à l'optimum proctor respectives (Dendani, 1988), (Donaghe & Torrey, 1979), (Jain & Gupta, 1974). Enfin, Post (Post, 1979) propose de compacter le matériau écrêté à un état densité dans lequel cette fraction se trouve au sein du matériau complet. Lorsqu'ils proposent une méthode pour évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol grossier à partir de celles du matériau écrêté, Fragaszy (Fragaszy *et al.*, 1990) et Siddiqi (Siddiqi, 1984) procèdent de cette façon.

Le dernier élément qui pourrait expliquer les écarts entre les résultats, est que certains sols

étudiés contiennent des fines plus ou moins argileuses. Or, comme le notent Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998) et Leslie (Leslie, 1963), l'opération d'écrêtement conduit à une annulation de la proportion d'inclusions, mais également à une augmentation de la teneur en fines. Par exemple lorsque Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) effectue un écrêtement sur le sol qu'il étudie, la proportion de fines passe de 25% à 65%. Parfois l'écrêtement n'induit qu'une faible variation de la quantité de fines, c'est par exemple le cas pour le sol grossier qu'étudie Gotteland (Gotteland *et al.*, 2000) : la proportion de fines passe de 5% à 7%. Si ces fines contiennent de l'argile active, la différence de comportement entre le matériau écrêté et le matériau intact peut donc, être dans certain cas, imputée à ce paramètre supplémentaire plutôt qu'à la diminution de la proportion d'inclusions.

1.2.3.2 Méthode de substitution

D'après Iannacchione (Iannacchione & Vallejo, 2000), cette méthode a été proposée en 1970 par le corps "*Army Corps of Engineers*" et ne peut être appliquée que si la proportion d'inclusions est supérieure à 10%. Selon Post (Post, 1979) cette méthode est très contestée, c'est sûrement la raison pour laquelle son application est très peu étudiée.

(a) Influence de la substitution sur la rupture.

Une étude portant sur la validité de la méthode d'écrêtement compensé a été réalisée par Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979). Ce dernier compare le comportement du sol d'origine à celui du sol modifié sous chargement triaxial monotone non drainé. Il constate que, lorsque la proportion d'inclusions est inférieure à 40%, les valeurs du déviateur à la rupture sont plus faibles pour le matériau modifié que pour le sol intact : on note une diminution qui varie de 34% à 48%. Pour une proportion d'inclusions de 60%, les résultats de Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) montrent, au contraire, que, pour l'éprouvette de sol écrêté, la valeur du déviateur à la rupture diminue.

Dendani (Dendani, 1988) a étudié l'effet de la substitution sur le comportement d'un sol grossier sous chargement triaxial à contrainte moyenne constante. Le sol étudié est constitué

de débris rocheux de grès. En terme de déviateur à la rupture, l'auteur constate que pour un essai effectué avec une contrainte moyenne de 200 kPa, les valeurs du déviateur à la rupture sont identiques. Mais pour un essai effectué avec une contrainte moyenne de 600 kPa, on note, pour le matériau modifié, une valeur du déviateur nettement inférieure à celle du sol d'origine.

(b) Influence de la substitution sur les variations de volume

En terme de variation de volume, les résultats qu'a obtenus Dendani (Dendani, 1988) montrent que l'écrêtement compensé et le matériau ont la même réponse.

Mais les résultats de Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) montrent que pour des proportions d'inclusions inférieures à 40%, le cisaillement du matériau écrêté génère plus de surpressions interstitielles que le sol intact : on note à la rupture une diminution de la valeur de la surpression de 6% à 22%. Donc le remplacement des grosses inclusions par des inclusions plus petites, conduit à une structure plus contractante. Cette tendance s'inverse lorsque le fraction massique des inclusions atteint 60%.

(c) Influence de la substitution sur le comportement en petites déformations

Dendani (Dendani, 1988) note que le matériau d'origine a une raideur plus élevée que celle du matériau écrêté.

Par contre, Lin (Lin *et al.*, 2000) montre que l'écrêtement compensé induit une diminution du module de cisaillement.

(d) Conclusions sur la méthode de substitution

Il est difficile de conclure quant à la validité de cette méthode. En effet, il existe peu de travaux portant sur ce thème. De plus, les rares résultats trouvés dans la bibliographie sont contradictoires.

Une question reste également en suspens : il s'agit de celle du choix entre les deux méthodes : écrêtement et substitution.

Lorsqu'il compare les résultats obtenus par l'application des deux méthodes, Donaghe (Do-

naghe & Torrey, 1979) trouvent des résultats similaires en terme de déviateur à la rupture et en terme de génération de surpression interstitielle. Cependant, pour le matériau ayant subi une substitution, l'occurrence du pic de rupture a lieu à 2% de déformation axiale alors que pour le matériau simplement écrêté dont la rupture intervient à 15%. Donaghe pense que la présence d'inclusions dans le sol écrêté puis compensé confère à l'éprouvette un comportement plus fragile que l'éprouvette de sol simplement écrêté.

Dans son étude portant sur le comportement mécanique d'un sol grossier alluvionnaire, Vallé (Vallé, 2001) constate contrairement à Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979), que le matériau écrêté présente des caractéristiques mécaniques différentes de celles du sol à inclusions substituées : ses résultats montrent que le sol écrêté a un angle de frottement plus faible et une cohésion plus élevée que le matériau substitué. L'auteur vérifie cette tendance sur la fraction granulométrique 0/25 mm testée avec deux boîtes de cisaillement directe de taille différentes de 250 et 500 mm de côté et un dispositif triaxial de 150 mm de diamètre. Par contre sur la fraction 0/50 mm du même matériau, le sol écrêté a un angle de frottement plus élevé que le sol à inclusions substituées. En terme de cohésion le choix du type de reconstitution a le même effet sur la fraction 0/50 mm que sur la fraction 0/25 mm.

1.2.3.3 Essais sur matériau modèle obtenu par similitude

Selon Lowe (Lowe, 1964) et Anagnosti (Anagnosti, 1982), la constitution d'une granulométrie par similitude doit être effectuée en respectant plusieurs conditions :

- respect d'une similitude de la distribution granulométrique (courbes granulométriques "parallèle")
- respect d'une similitude sur l'arrangement initial de grains du sol ;
- respect d'une similitude sur le volume représentatif ;
- respect d'une condition de similitude sur la qualité du grain, c'est dire : sa déformabilité, sa résistance à la cassure, sa résistance au déplacement relatif grain sur grain qui dépend elle même de la rugosité de surface, de la forme et du mode d'assemblage des grains.

Pour obtenir une similitude sur la distribution granulométrique, il faut que le diamètre nominal des grains du sol grossier soit diminué d'un rapport de similitude constant A

$$\frac{D_{max}^r}{D_{max}^m} = \frac{D_{75}^r}{D_{75}^m} = \frac{D_{50}^r}{D_{50}^m} = \dots = \frac{D_i^r}{D_i^m} = A$$

- D^r = dimension des grains du matériau réel ;
- D^m = dimension des grains du matériau modèle ;
- D_i = diamètre nominal d'un grain.

Respecter une similitude sur l'arrangement initial des grains du sol consiste simplement à faire en sorte que l'indice des vides du sol grossier d'origine et celui du sol modèle soient les mêmes. Selon Anagnosti (Anagnosti, 1982), si l'effort de compactage par unité de volume reste inchangé et que la similitude sur la distribution granulométrique est respectée, cette condition l'est aussi.

La condition concernant le respect d'une similitude du volume représentatif, peut être respectée en choisissant des éprouvettes suffisamment grandes pour que le comportement du sol grossier et celui du sol modèle ne soit pas influencé par des effets de taille. Le choix des dimensions d'une éprouvette permettant de tester un volume élémentaire représentatif constitue un problème important pour la caractérisation des sols grossiers en laboratoire.

Le respect de la dernière des quatre conditions n'est pas évident, surtout lorsque le sol grossier a une granulométrie très étalée.

Quelques auteurs ont tenté de voir dans quelle mesure peut-on prévoir le comportement mécanique d'un sol grossier en testant en laboratoire des sols modèle reconstitués par similitude. Nous présentons ci-après quelques résultats portant sur l'influence de la reconstitution granulométrique par similitude afin de voir si cette méthode peut être utilisée pour évaluer les caractéristiques mécaniques des sols grossiers en utilisant des dispositifs de taille courante.

(a) Influence sur les paramètres de rupture

Selon Marachi (Marachi *et al.*, 1972) et Thiers (Thiers & Donovan, 1981), le matériau modèle aurait un angle de frottement plus élevé que le sol réel (Figure 1.34 et Figure 1.35). Vardarajan aboutit à la même conclusion dans le cas d'un sol grossier constitué par des débris rocheux. Mais, dans le cas d'un sol grossier alluvionnaire, l'auteur trouve que le sol modèle a un angle de frottement plus élevé (Figure 1.36 à Figure 1.39).

Leslie (Leslie, 1963), quant à lui, ne trouve quasiment aucune différence entre l'angle de frottement du sol modèle et celui du sol réel.

(b) Influence sur les variations de volume

En terme de variation de volume, la réponse du sol modèle est différente de celle du sol réel : Marachi (Marachi *et al.*, 1972) et Varadarajan (Varadarajan *et al.*, 2003) montrent que, pour tous les sols grossiers dont ils ont étudié le comportement, le sol modèle semble avoir une structure moins contractante que celle du sol réel (Figure 1.38 et Figure 1.39). Les travaux d'Indraratna (Indraratna *et al.*, 1993) portant sur étude du comportement mécanique d'un sol grossier constitué par des débris rocheux, aboutissent aux mêmes conclusions.

(c) Conclusions sur les méthodes de reconstitution granulométrique par similitude

Lorsqu'il s'agit de matériaux naturels comme les sols grossiers, toutes les conditions de similitude précitées ne peuvent être remplies. Il est donc difficile de pouvoir conclure de façon certaine sur l'efficacité de cette méthode de reconstitution granulométrique. Il est nécessaire pour ce faire de savoir quels sont les paramètres susceptibles d'influencer le comportement d'un sol grossiers et de comprendre comment ces paramètres influencent la réponse du sol. Il faut ensuite voir si, lors de la reconstitution par similitude, les valeurs de ces paramètres ont changé et prévoir les conséquences de ces changements.

Dans ce sens, les travaux de Varadarajan (Varadarajan *et al.*, 2003) apportent quelques éclaircissements sur la contribution du double effet de la taille des grains et de leur résistance à la cassure. Il observe en effet qu'en fin d'essai, le pourcentage de grains cassés dans l'éprouvette de sol modèle est inférieur à celui qui est déterminé dans l'éprouvette de sol réel. Or, d'après l'auteur, ce phénomène de cassure a tendance à réduire la résistance au cisaillement. Cela expliquerait donc que le sol grossier à granulométrie modèle manifeste une résistance au cisaillement plus élevée que celle du sol d'origine. En comparant les résultats obtenus en étudiant un sol grossier alluvionnaire à constituants arrondis à ceux obtenus en testant un sol grossier constitué d'éléments anguleux, Varadarajan (Varadarajan *et al.*, 2003) montre que, dans le cas d'un sol alluvionnaire, le phénomène de cassure des grains étant moins important, la résistance des grains n'influence pas la résistance globale du ma-

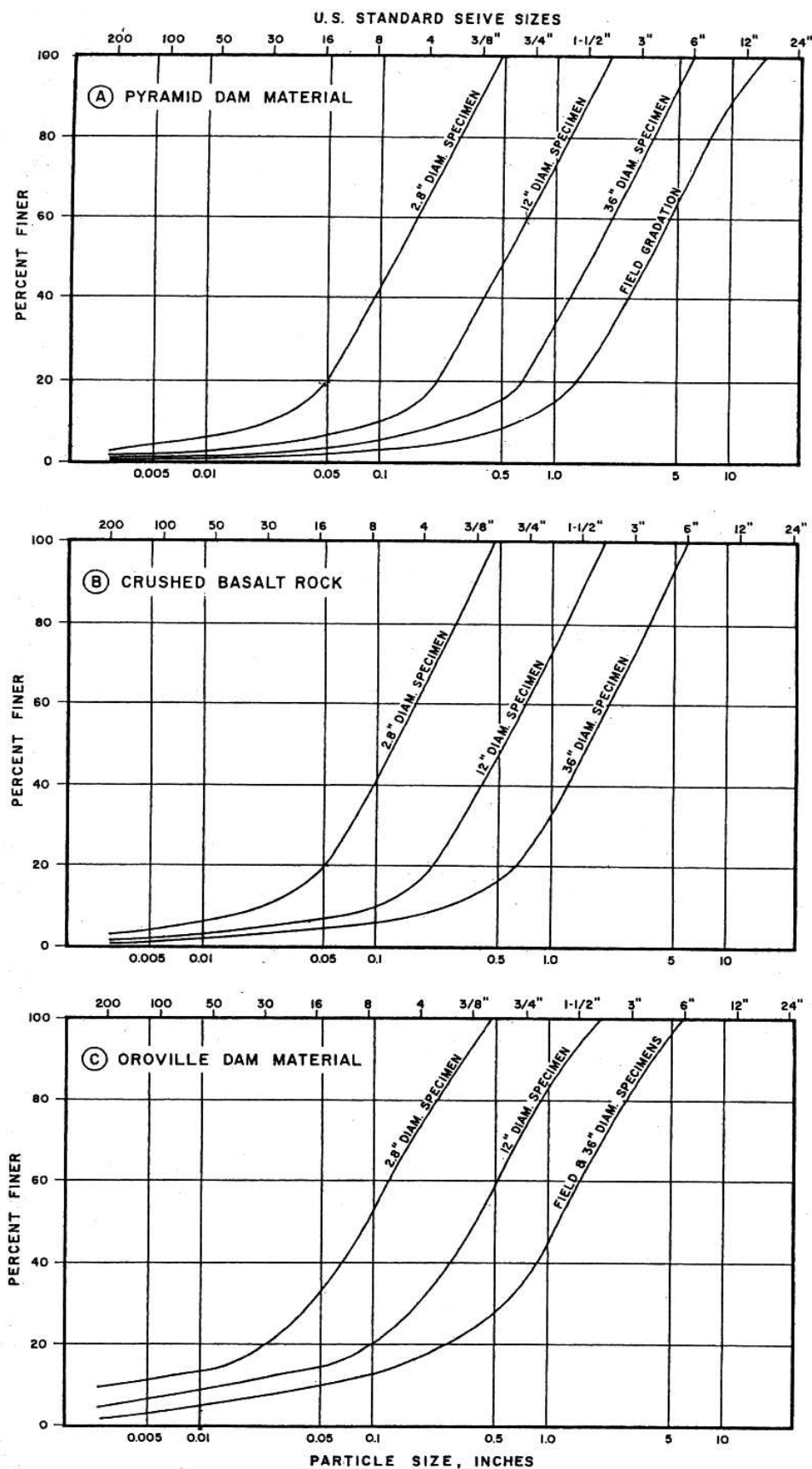


FIG. 1.34 – Courbes granulométriques reconstituées par similitude; (A) et (B) : cas de débris rocheux (éléments anguleux); (C) : cas d'un sol alluvionnaire (éléments arrondis) (Marachi et al., 1972).

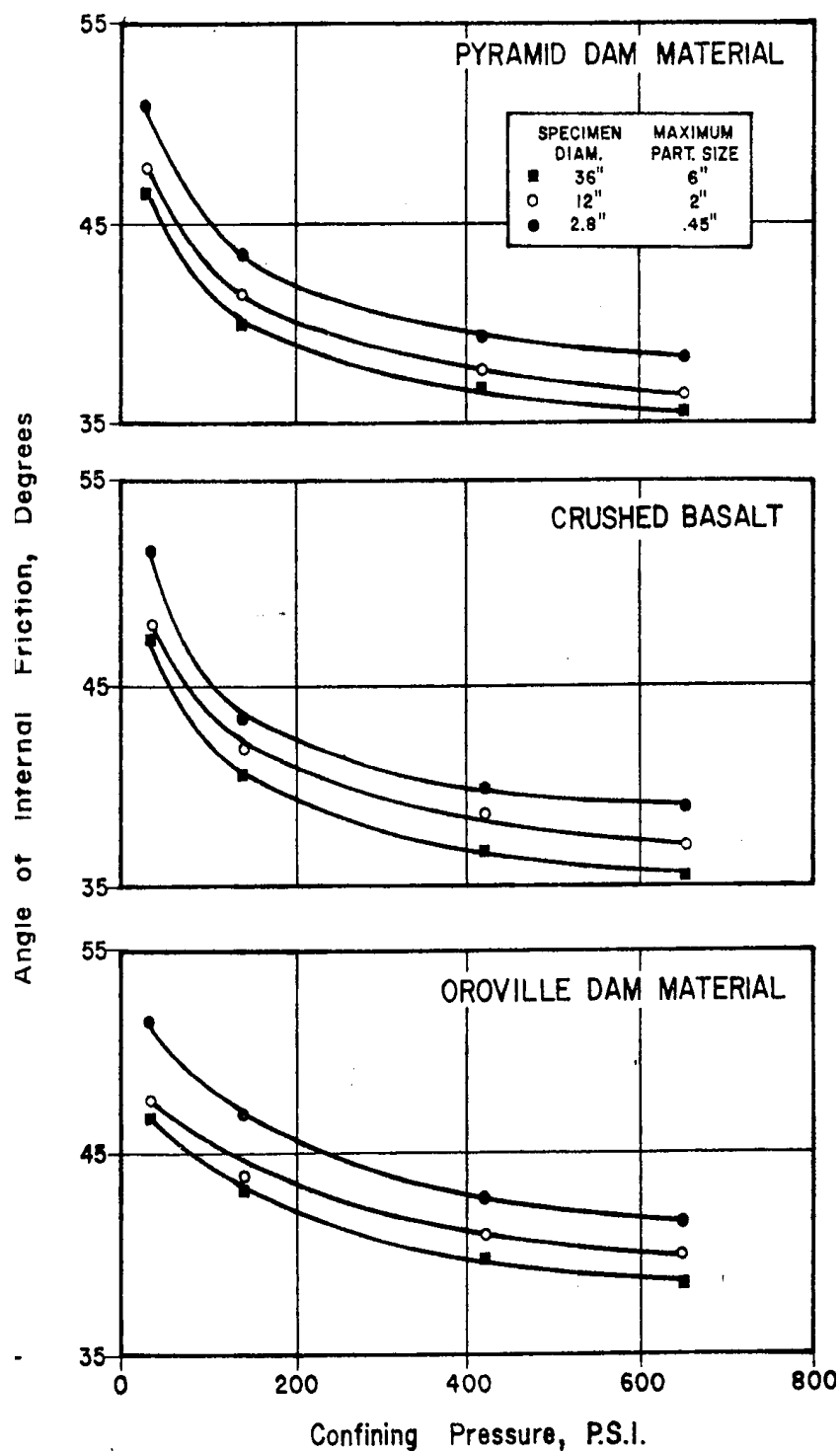


FIG. 1.35 – Effet de la reconstitution par similitude sur l'angle de frottement : (A) et (B) cas de débris rocheux (éléments anguleux); (C) cas d'un sol alluvionnaire (éléments arrondis) (Marachi et al., 1972).

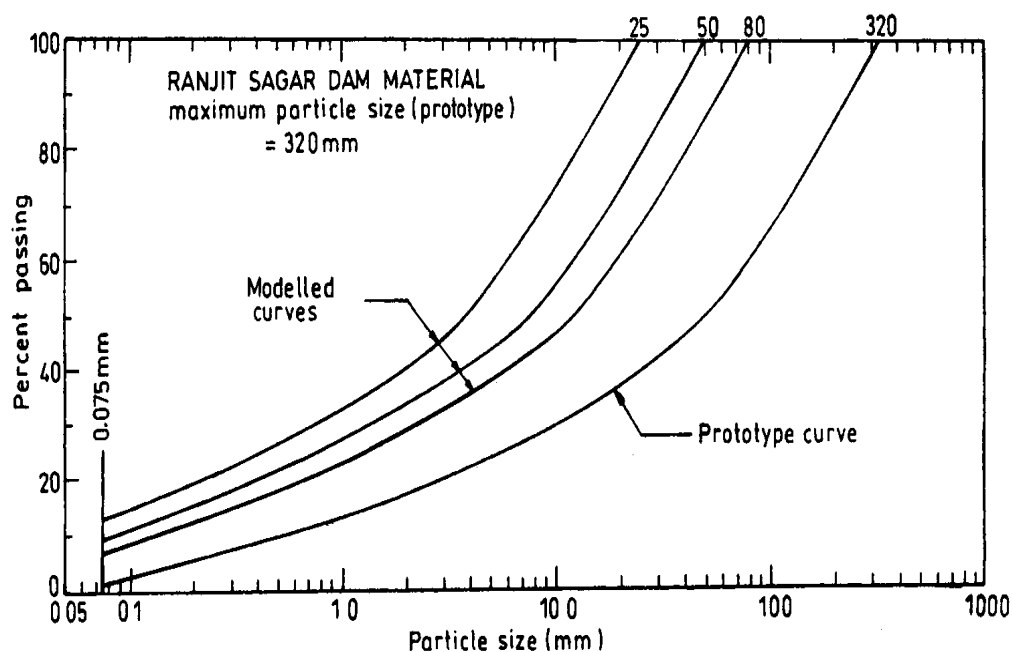


FIG. 1.36 – Courbe granulométrique reconstituées par similitude : cas d'un sol alluvionnaire (Varadarajan et al., 2003).

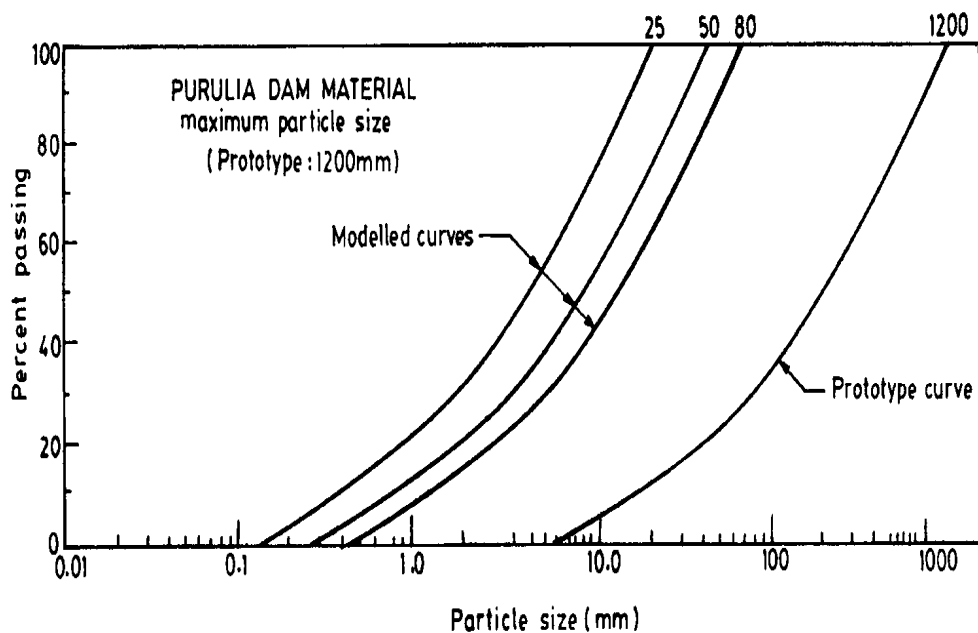


FIG. 1.37 – Courbes granulométriques reconstituées par similitude : débris rocheux (Varadarajan et al., 2003).

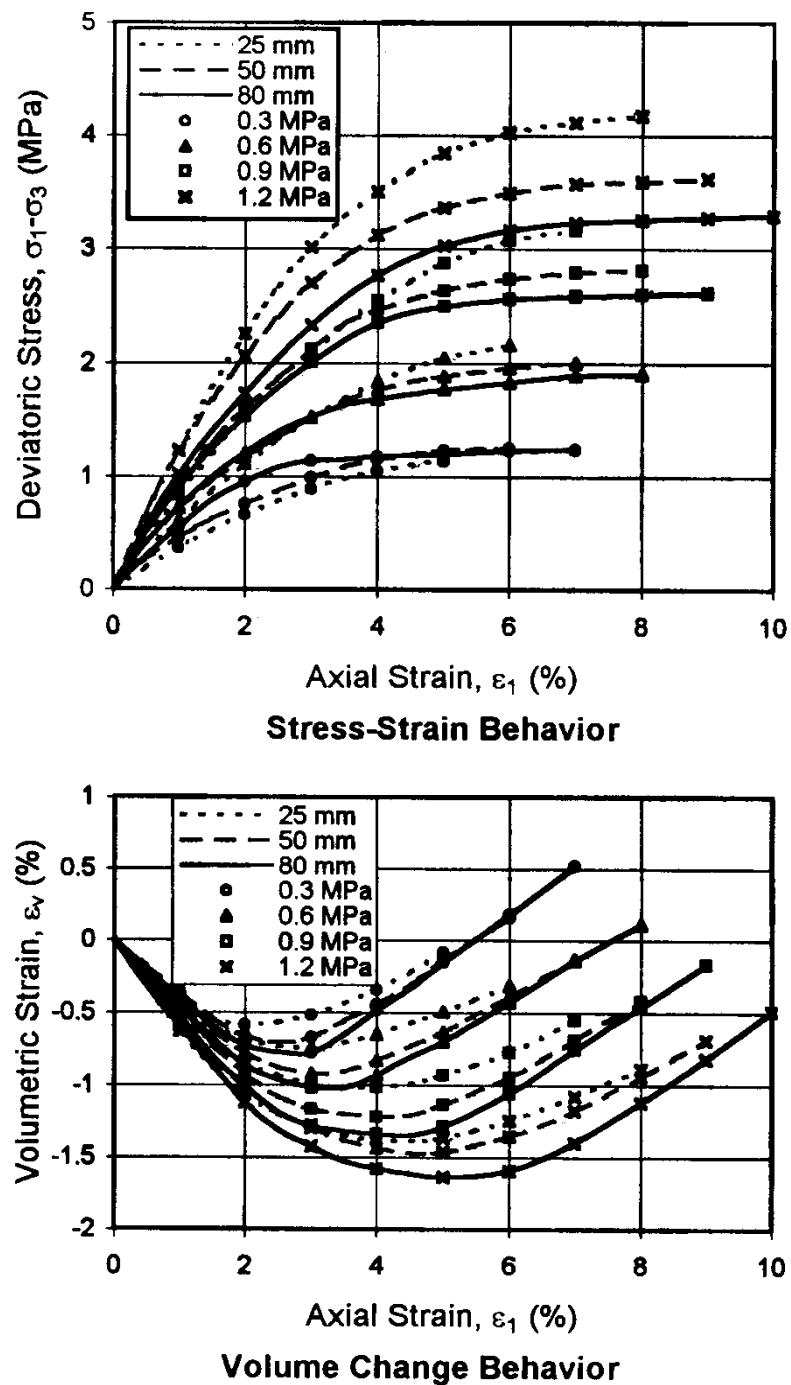


FIG. 1.38 – Effet de la reconstitution granulométrique sur le comportement des matériaux : cas d'un sol grossier constitué débris rocheux (Varadarajan et al., 2003).

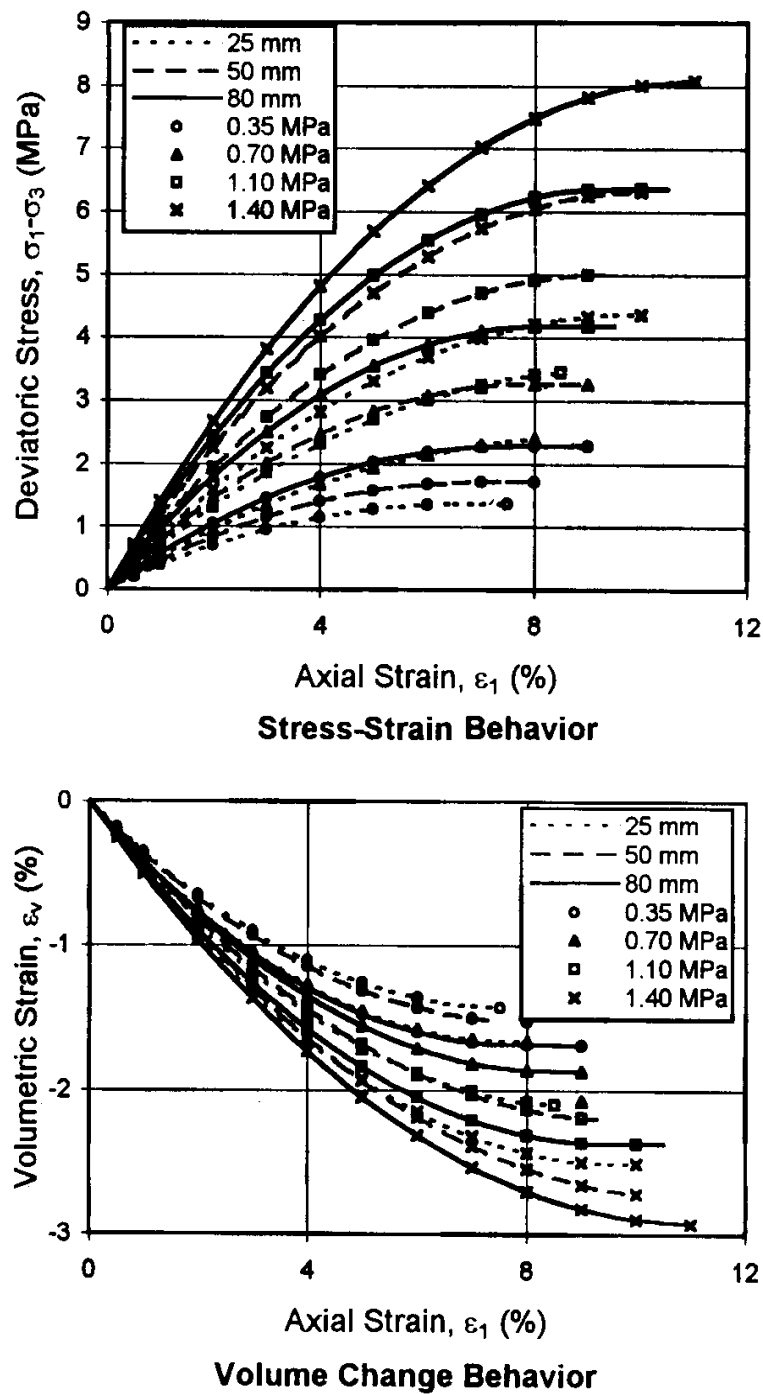


FIG. 1.39 – Effet de la reconstitution granulométrique sur le comportement des matériaux : cas d'un sol grossier alluvionnaire (Varadarajan et al., 2003).

tériau. Pour ce sol grossier à grains durs, seule la variation du d_{max} expliquerait le fait que le matériau à granulométrie modèle présente une résistance au cisaillement plus faible que celle du sol d'origine. En effet, l'auteur pense que, pour le sol reconstitué, les grains sont moins enchevêtrés que dans le sol d'origine, et que cela induit une résistance au cisaillement plus faible.

Contrairement à cela, Marachi (Marachi *et al.*, 1972) ne constate aucune influence de la forme des grains sur la différence de caractéristique mécanique qui existe entre le sol modèle et le sol grossier d'origine (Figure 1.35).

Post (Post, 1979) et Thiers (Thiers & Donovan, 1981) soulignent, quant à eux, l'influence de l'augmentation du pourcentage de fines qui peut avoir lieu lorsqu'on constitue une granulométrie modèle pour un sol grossier qui contient une proportion de fine non nulle, avec un rapport élevé (10 à 20) de similitude géométrique de la granulométrie. La figure 1.34 montre par exemple que la proportion de fine passe de 20% à 30% lorsqu'on effectue une similitude géométrique d'un éboulis. Ne sachant pas quel peut être l'effet de cet accroissement de la proportion fines, Thiers (Thiers & Donovan, 1981) propose de modifier la courbe granulométrique idéale (Figure 1.40). Varadarajan (Varadarajan *et al.*, 2003) et Marachi (Marachi *et al.*, 1972) quant à eux, ne prennent aucune précaution dans ce sens lorsqu'ils étudient la validité de la méthode de reconstitution d'une granulométrie parallèle. Pourtant, on voit bien sur les figures 1.36 et 1.34, que le pourcentage de fines augmente considérablement lorsqu'ils effectuent une similitude. Il est donc légitime de se demander si la différence de comportement entre le sol grossier d'origine et le sol modèle n'est pas due au non-respect d'une similitude dans la nature des constituants du sol. Pour répondre à cette question, il faudrait connaître l'influence de la présence de fines sur le comportement d'un sol grossier et prévoir les conséquences d'une modification de la proportion de ces fines.

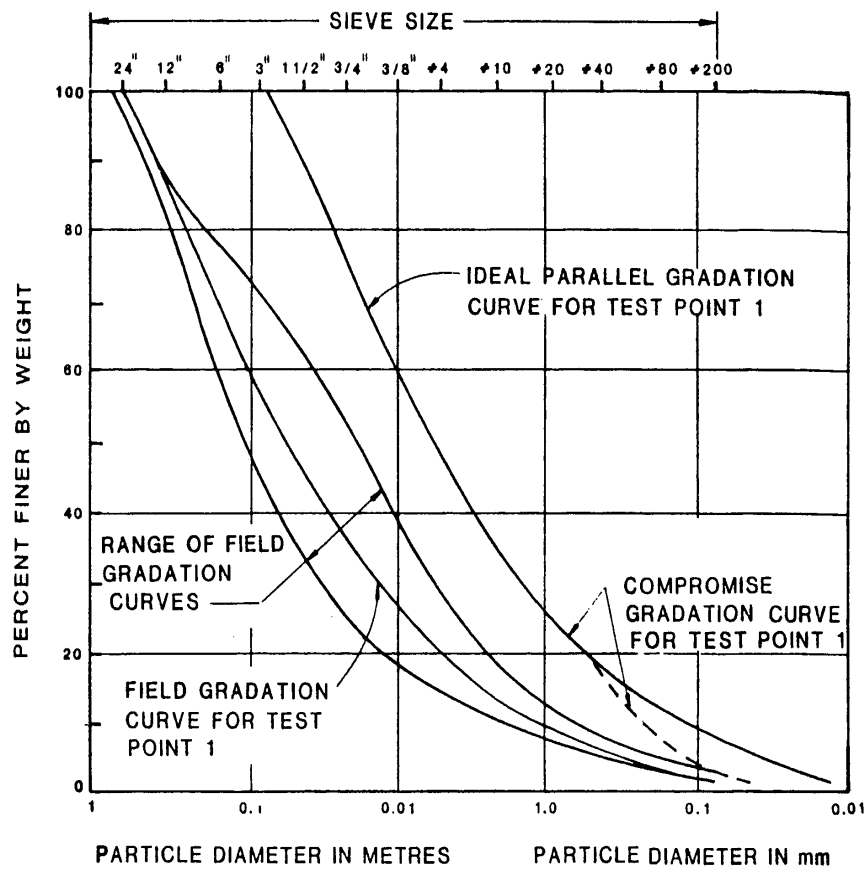


FIG. 1.40 – *Modification de la courbe granulométrique reconstituée par similitude (Thiers & Donovan, 1981).*

1.2.4 Conclusions sur les méthodes de caractérisation des sols grossiers

La caractérisation *in situ* des sols grossiers à partir des moyens courants, pose des difficultés de plusieurs ordres. L'utilisation d'essais destructifs standards (pressiomètres, pénétromètres ...) ou des essais à la plaque n'est pas adaptée pour ce type de sol car les volumes testés ne sont pas représentatif du sol.

Pour tester sur site, un volume représentatif, on a recours à des essais spécifiques qui présentent malgré tout, quelques difficultés :

- les procédures d'essais sont longues et onéreuses car les dispositifs d'essais ont de grandes dimensions ;
- l'interprétation de ces essais est un problème de mécanique aux conditions aux limites mal définies ;
- pour interpréter les résultats de certains essais *in situ* comme les essais de propagation d'ondes, on est obligé de faire l'hypothèse que le milieu est homogène : dans le cas des sols grossiers cette hypothèse est discutable et ne peut se faire sans précautions.

Pour caractériser en laboratoire un volume de sol représentatif, on a recours de manière usuelle, à l'utilisation de dispositifs expérimentaux de grandes dimensions. Le développement de dispositifs de grande taille est cependant limité par les coûts que ces appareillages engendrent et les difficultés d'interprétation qu'ils suscitent (développement d'efforts parasites, hétérogénéités dans la répartition des efforts ...).

Les méthodes de reconstitution granulométrique sont des alternatives intéressantes pour caractériser les sols grossiers à partir d'essais en laboratoire. Le premier type de méthode consiste à considérer de façon implicite que le sol grossier est constitué d'éléments de "grande" taille (les inclusions) mélangés à des éléments plus "fins" (la matrice). Une première méthode consiste à enlever les inclusions et à tester en laboratoire la matrice : c'est la méthode d'écrêtement. La seconde méthode consiste à remplacer les inclusions de grande taille par des inclusions de taille plus petite : c'est la méthode de remplacement ou de substitution. L'application de ces méthodes aboutit à des résultats différents et parfois antagonistes. Cette

divergence de résultats due au fait qu'on ne dispose pas de procédure commune pour l'utilisation de ces méthodes : le choix des éléments qui constituent les inclusions ainsi que le choix de l'état de densité des éprouvettes de sol reconstitué, varient selon les auteurs. De plus, ces méthodes sont appliquées sur des matériaux naturels dont la composition varie d'une étude à l'autre.

Le second type de méthode consiste à reconstituer et à tester un sol qui représente une similitude du sol naturel. Seulement, le respect de la similitude de taille, d'arrangement et de nature, est difficile, voir impossible à réaliser dans certains cas.

Afin de pouvoir utiliser les méthodes d'écèlement et de substitution comme moyen de caractérisation des sols grossiers, il est nécessaire de :

- identifier les paramètres qui ont une influence notable sur le comportement des sols grossiers ;
- comprendre comment ces paramètres influencent le comportement de ces sols.

1.3 Etude paramétrique du comportement mécanique des sols grossiers

1.3.1 Influence de la dimension des éprouvettes

Le choix du volume de sol à tester est limité par les capacités des dispositifs d'essais. Cependant, le choix d'une éprouvette de dimensions trop petites par rapport à la taille des grains a une influence sur les résultats expérimentaux : il s'agit de "l'effet de taille".

Nous présentons quelques travaux bibliographiques en visant un double objectif. Le premier objectif est d'étudier les effets des dimensions du volume de matériau testé sur le comportement mécanique de différents sols grossiers. Il s'agit, en d'autres termes, d'observer les effets, sur les caractéristiques mécaniques, du choix d'un volume de sol dont la taille n'est pas suffisamment grande par rapport au d_{max} du sol étudié. Le second objectif est de trouver le critère à respecter pour que les résultats ne soient pas influencés par l'effet de taille.

Pour étudier l'effet de la taille des éprouvettes, il faut tester le même matériau (nature et état) en changeant la dimension des éprouvettes. Lorsqu'on réalise des essais sur des dispositifs différents, il est nécessaire d'évaluer, au préalable, d'isoler les effets dus à un changement de la procédure expérimentale et des appareils de mesure : cela revient à évaluer la reproductibilité d'un essai.

1.3.1.1 Cas des éprouvettes cylindriques utilisées dans des dispositifs triaxiaux

En règle générale, les auteurs qui ont effectué des essais triaxiaux sur des sols grossiers testent des éprouvettes dont le diamètre est 5 à 6 fois supérieur au d_{max} du sol (Fragaszy *et al.*, 1990; Jain & Gupta, 1974; Marachi *et al.*, 1972; Varadarajan *et al.*, 2003; Leslie, 1963; Lowe, 1964; Vallé, 2001).

Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) a étudié l'effet de taille sur un sol grossier "*recomposé*", il s'agit d'un sol constitué d'un mélange de gravier, de sable et d'argile. Il a effectué des essais triaxiaux monotones non drainés sur des éprouvettes de deux tailles différentes : l'une avec une hauteur de 978 mm et un diamètre de 381 mm, et l'autre avec une hauteur de 357 mm et un diamètre de 150 mm. Le mélange étudié contient 40% de gravier dont le diamètre maximal vaut 19 mm. L'auteur n'observe aucun effet significatif de la taille de l'éprouvette sur le comportement mécanique du sol grossier étudié. Ces résultats montrent que, dans un

cas où le diamètre de l'éprouvette est au moins 8 fois supérieur au diamètre maximal du plus gros grain, le volume de sol grossier testé est un volume représentatif.

A titre d'exemple supplémentaire et afin de montrer les conséquences du choix d'une éprouvette trop petite, nous présentons les travaux de Holtz (Holtz & Gibbs, 1956). Ce dernier a étudié l'effet de la taille des éprouvettes sur le comportement d'une alluvion fluviale. La figure 1.41 représente les courbes granulométriques des matériaux étudiés : l'un d'eux contient 50% de graviers et l'autre en contient 20%. Afin d'évaluer le degré de reproductibilité de ces essais, Holtz a effectué des essais sur une fraction fine du matériau : fraction 0/4,76 mm. Puis, il a étudié l'effet de taille sur une fraction plus grossière : 0/19 mm.

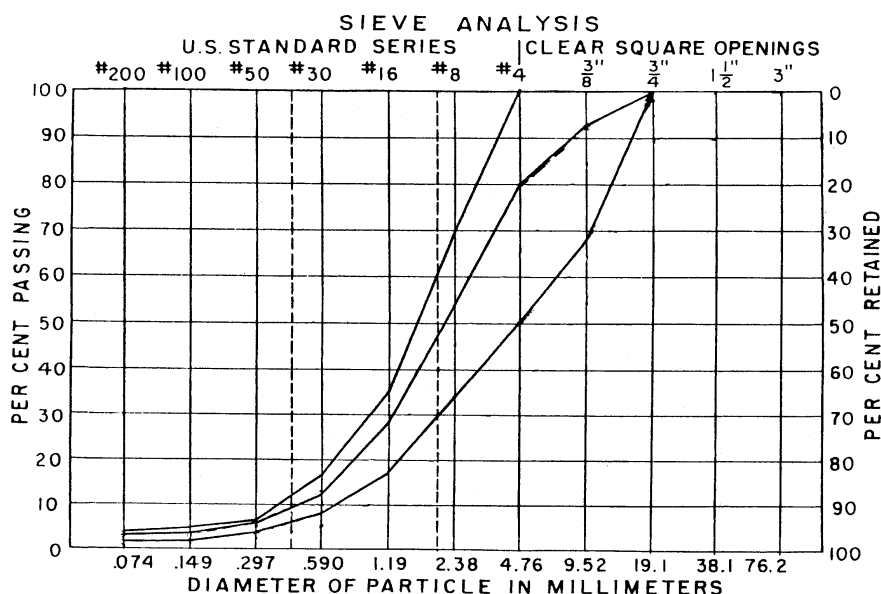


FIG. 1.41 – Courbes granulométriques des matériaux étudiés par Holtz (Holtz & Gibbs, 1956).

Holtz dispose de quatre tailles d'éprouvette : diamètre 35 mm, 82,55 mm, 152,4 mm et 228,6 mm. L'auteur montre que l'éprouvette de diamètre 35 mm n'est pas suffisamment grande pour évaluer le degré de reproductibilité de ses essais en testant la fraction granulométrique 0/4,76mm. Néanmoins, les résultats des essais effectués sur les échantillons de diamètre plus élevé montrent une bonne reproductibilité. Holtz décide donc de n'étudier l'effet de taille que sur les trois dernières éprouvettes.

Les résultats des essais effectués sur la fraction grossière (0/19mm) du matériau contenant

50% de graviers montrent que l'éprouvette de diamètre 82,55 mm a une résistance au cisaillement plus élevée que celle des éprouvettes de diamètre 152,4 mm et 228,6 mm. Les caractéristiques mécaniques de ces deux dernières éprouvettes sont à peu près semblables. Ces résultats vérifient ceux des auteurs précédemment cités et précisent, en plus, que, si le diamètre de l'éprouvette est trop petit (c'est le cas de l'éprouvette de 82,55 mm de diamètre), la résistance au cisaillement du sol grossier étudié est surestimée par rapport à celle d'un volume de sol représentatif.

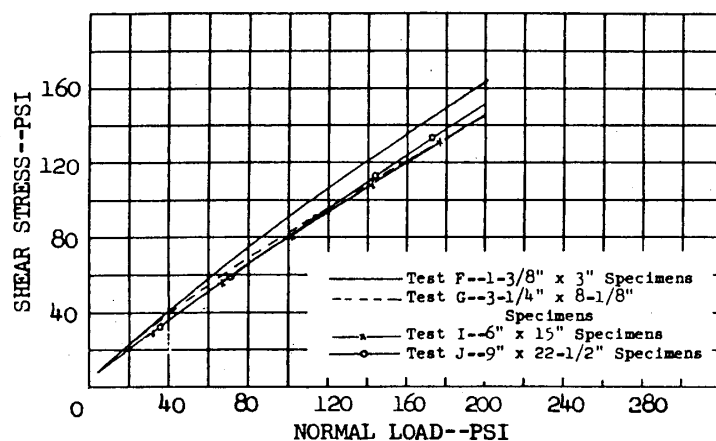
Les résultats obtenus sur le sol grossier contenant 20% de graviers montre que la proportion de graviers est un paramètre dont il faut tenir compte pour choisir de façon optimale la taille de l'éprouvette. En effet Holtz (Holtz & Gibbs, 1956) montre que, pour le matériau contenant 20% de graviers, les résultats obtenus sur l'éprouvette de 82,55 mm de diamètre ne sont pas influencés par l'effet de taille. Par conséquent, dans ces conditions, une éprouvette dont le diamètre est seulement 4 fois plus grand que d_{max} est suffisamment grande pour déterminer les caractéristiques mécaniques du sol grossier.

Contrairement à Holtz (Holtz & Gibbs, 1956), Fukuoka (Fukuoka, 1957) montre que les caractéristiques de rupture d'une petite éprouvette (diamètre= $4 \times d_{max}$) a des caractéristiques de rupture moins élevées qu'une grande éprouvette (diamètre= $6 \times d_{max}$).

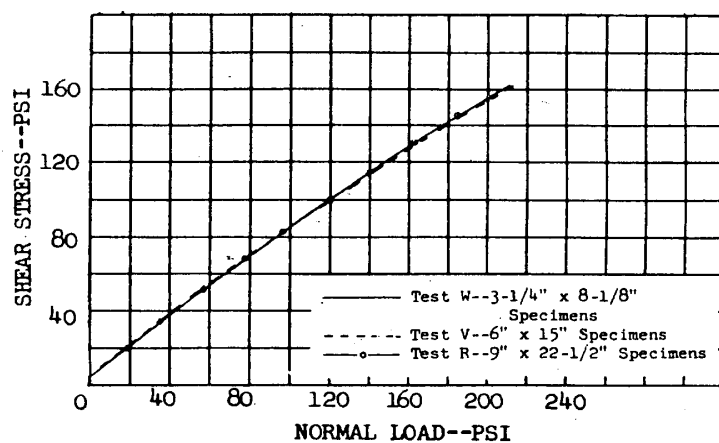
1.3.1.2 Cas des éprouvettes parallélépipédiques utilisées pour des essais à la boîte de cisaillement

Pour les essais à la boîte de cisaillement, les rapports entre d_{max} et la taille des éprouvettes sont variables selon les auteurs : Fukuoka (Fukuoka, 1957) et Bourdeau (Bourdeau *et al.*, 1989) utilisent des boîtes dont l'arrête est 5 et 7 fois plus grande que d_{max} alors que Vallé (Vallé, 2001), Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998) et Wiseman (Wiseman *et al.*, 1987) se servent de boîtes qui sont respectivement 20, 15 et 13 fois plus grandes que d_{max} .

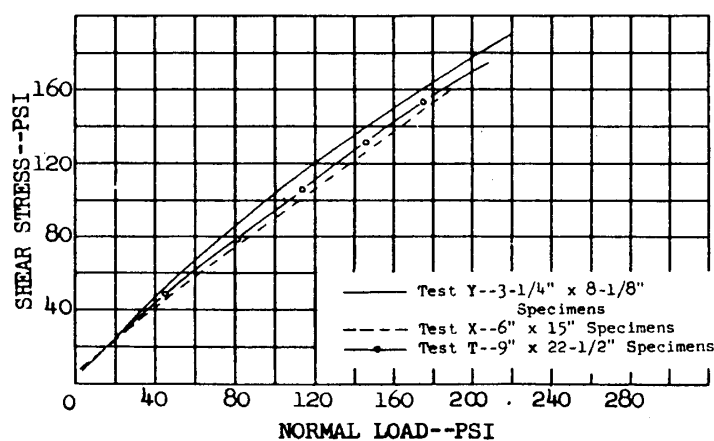
Pour illustrer l'influence du choix d'une boîte de cisaillement trop petite, nous citons les travaux de Vallé (Vallé, 2001). Ce dernier utilise trois boîtes dont les arrêtes valent successivement 100 mm, 250 mm et 500 mm. Il observe que les deux plus grandes éprouvettes (celles dont la longueur des arrêtes sont 25 et 50 fois plus grandes que d_{max}) ont des carac-



(a) MINUS NO. 4 MATERIAL,
70% RELATIVE DENSITY



(b) 20% GRAVEL-80% SAND,
70% RELATIVE DENSITY



(c) 50% Gravel - 50% SAND,
70% RELATIVE DENSITY

FIG. 1.42 – Enveloppes de rupture des matériaux testés : (a) fraction fine 0/4,76 mm (test de la reproductibilité) ; (b) et (c) sol grossier 0/19 mm. (Holtz & Gibbs, 1956)

téristiques de rupture à peu près identiques alors que les paramètres de rupture évalués en testant la petite éprouvette de 100 mm d'arrête sont plus élevés (Figure 1.43).

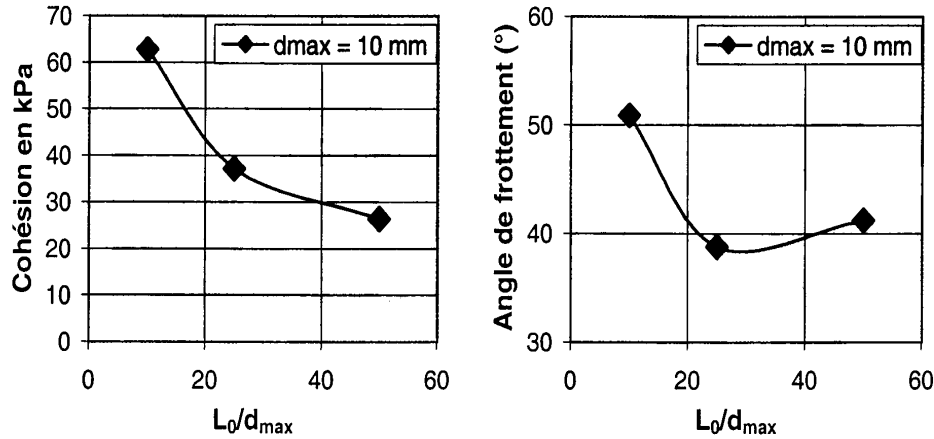


FIG. 1.43 – Effet du rapport $\frac{L_0}{d_{max}}$ (L_0 = longueur d'une arête de la base de la boîte) sur les caractéristiques de rupture d'un sol grossier (Vallé, 2001)

Nous présentons également, à titre d'illustration, les travaux de Gotteland (Gotteland *et al.*, 2000). Cet auteur a effectué des essais de cisaillement direct sur un sol de torrent (Fig 1.44) avec des boîtes de Casagrande de dimensions variées : $(1000 \times 1000 \times 700)$, $(300 \times 300 \times 260)$ et $(100 \times 100 \times 40)$. Dans un premier temps, l'auteur évalue le niveau de reproductibilité de ces essais en testant sur les trois boîtes un sable de Leucate dont la taille des grains est suffisamment petite pour qu'il n'y ait pas d'effet de taille. Gotteland observe une absence de pic de rupture lors de l'essai réalisé sur la grande boîte (Figure 1.45). Il choisit de définir la rupture pour une déformation tangentielle de 6,5%. Gotteland note un faible accroissement de l'angle de frottement interne dû au dispositif d'essai (Figure 1.46).

Gotteland effectue, par la suite, des essais sur la fraction 0/35 mm du sol grossier. En comparant les résultats des essais effectués avec des boîtes de deux tailles différentes $(1000 \times 1000 \times 700)$ et $(300 \times 300 \times 250)$, l'auteur conclut que les angles de frottement internes sont du même ordre de grandeur, compte tenu du niveau de reproductibilité qui existe entre les deux essais (Figure 1.47 et Figure 1.48). Ces résultats confirment ceux de Vallé (Vallé, 2001) car la boîte $(300 \times 300 \times 250)$ dont l'arrête a une longueur 20 fois plus grande que d_{max} suffit pour évaluer les caractéristiques de rupture du sol grossier étudié.

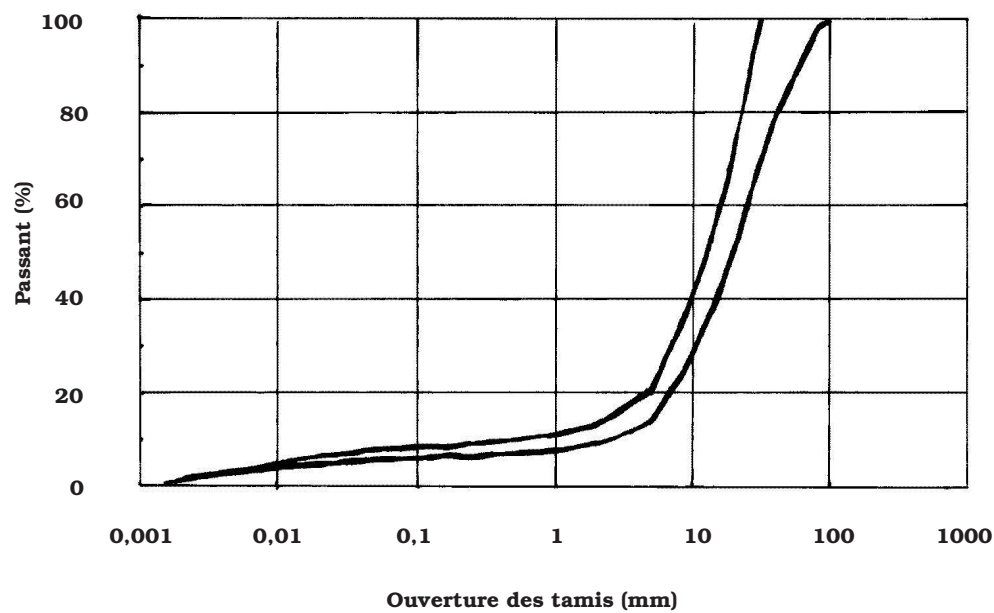


FIG. 1.44 – Courbes granulométriques du sol de torrent : fraction 0/35,5 et 0/100; (Gotteland et al., 2000).

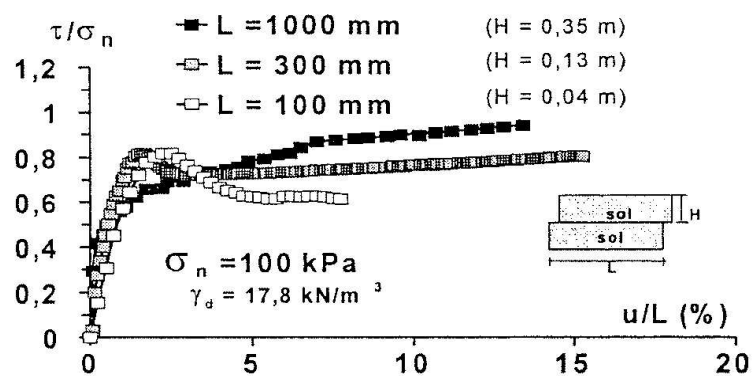


FIG. 1.45 – Courbes de cisaillement sur le sable de Leucate : mise en évidence de l'effet du aux dispositifs d'essai. (Gotteland et al., 2000)

Boîtier L x L (H) [mm]	ψ	λ	σ_n (kPa)	τ_{\max} (kPa)	u_{\max}/L (%)	φ (°)
100 x 100 (20)	50	10	50	41,4	2	38
			75	60,6	2	
			100	79,5	2,25	
			150	120,2	2,75	
300 x 300 (65)	150	32,5	50	45,9	1,76	40
			75	69,7	1,83	
			100	83,3	1,7	
			150	131,7	2,15	
1 000 x 1 000 (175)	500	87,5	50	44,7*	6,5*	41
			75	65,9*	6,5*	
			100	88,2*	6,5*	

FIG. 1.46 – Résultats des essais de cisaillement sur le sable de Leucate : mise en évidence de l'effet dû aux dispositifs d'essai; $\psi = \frac{L}{d_{\max}}$ et $\lambda = \frac{H}{d_{\max}}$; (Gotteland et al., 2000)

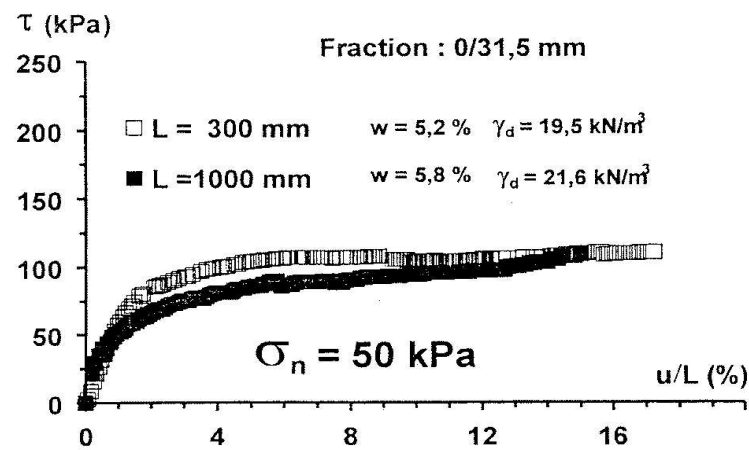


FIG. 1.47 – Courbes de cisaillement du sol de torrent 0/31,5 mm : influence des dimensions de l'échantillon. (Gotteland et al., 2000)

Boîtier (mm*mm)	Sols	σ_n	τ_{max}	$\tau_{rés}$	Ψ	λ	$\varphi (^{\circ})$		c (kPa)	
		(kPa)	(kPa)	(kPa)			max	rés	max	Rés
300*300	Manival Fraction : 0/31,5 mm	50	104	87	9,5	2	52	47	38	24,5
		100	164	117,5						
		150	232	196						
1000*1000		50	94	-	32	5,5	47,5	38		
		75	112	-						
		100	149.5	-						
		125	178	-						

FIG. 1.48 – Résultats des essais de cisaillement sur le sol de torrent 0/31,5 mm : influence des dimensions de l'échantillon ($L \times L \times H$) ; $\psi = \frac{L}{d_{max}}$ et $\lambda = \frac{H}{d_{max}}$ (Gotteland et al., 2000).

1.3.1.3 Conclusions sur l'effet de la taille de l'éprouvette

Il semblerait donc que, pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un volume représentatif à partir d'essais triaxiaux ou d'une boîte de cisaillement, les éprouvettes cylindriques de sol doivent avoir un diamètre au moins 5 ou 6 fois plus grand que d_{max} et les éprouvettes prismatiques doivent avoir une base dont l'arrête est au moins 20 fois plus grande que d_{max} . L'utilisation d'une éprouvette trop petite conduirait à une surestimation des caractéristiques de rupture. L'effet de l'étroitesse de l'éprouvette par rapport au d_{max} est à vérifier sur d'autres types de sols grossiers.

1.3.2 Influence de la taille des inclusions

Comme le montre la figure 1.26 (page 41), en effectuant une substitution des inclusions, leur proportion reste inchangée mais leur taille diminue. Il est donc important de connaître et de comprendre l'influence de la taille des inclusions sur le comportement mécanique des sols grossiers.

(a) Influence sur la rupture

Holtz (Holtz & Gibbs, 1956) a étudié l'effet de la taille des inclusions sur le comportement mécanique d'un sol grossier reconstitué. Pour ce faire, il a réalisé des mélanges contenant des proportions d'inclusions fixe et des inclusions de taille variables. La figure 1.49 présente les courbes granulométriques des mélanges obtenus.

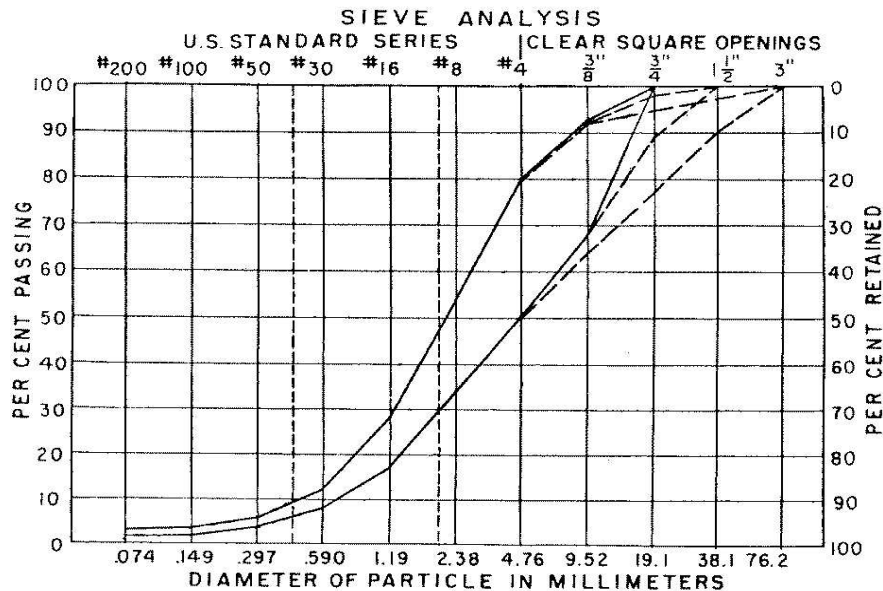


FIG. 1.49 – Courbe granulométrique des mélanges contenant 20% et 50% d'inclusions de diamètre de 19 mm, 38,1 mm et 76,2 mm (Holtz & Gibbs, 1956).

L'auteur conclut à un très faible effet de la taille des inclusions sur les caractéristiques de rupture du matériau grossier (Tableau 1.4).

TAB. 1.4 – Effet de la taille des inclusions sur les caractéristiques de rupture du sol alluvionnaire (Holtz & Gibbs, 1956)

fraction massique d'inclsuions (%)	20%			50%		
	$d_{max}(mm)$	$\Phi(deg)$		$d_{max}(mm)$	$\Phi(deg)$	
	19,1	37,2		19,1	40,0	
	38,1	37,9		38,1	40,0	
	76,2	38,3		76,2	41,3	

Jain (Jain & Gupta, 1974) a comparé le comportement mécanique de deux sols grossiers contenant une proportion identique d'inclusions : l'un contient des inclusions dont la taille est comprise entre 4,8 et 19 mm et l'autre contient des inclusions de plus grande taille :

$4,8 < d < 32$ mm. Les résultats que l'auteur obtient en testant le sol comportant de grosses inclusions sont un peu dispersés. Mais Jain observe quand même que la résistance au cisaillement du sol à grosses inclusions a tendance à être légèrement inférieure à celle du sol contenant de petites inclusions. Il note également, que, parfois, la résistance du sol à grosses inclusions est inférieure à celle du matériau sans inclusions. L'auteur confirme ces tendances à partir des observations des plans de rupture sur les éprouvettes. On voit sur la figure 1.50 que le plan de rupture des éprouvettes comportant de grosses inclusions est plus petit que dans le cas des autres éprouvettes : selon l'auteur, cela signifie que la bande de cisaillement s'est développée plus facilement, il semble donc logique d'observer une résistance plus faible lorsque les inclusions ont un plus grand diamètre.

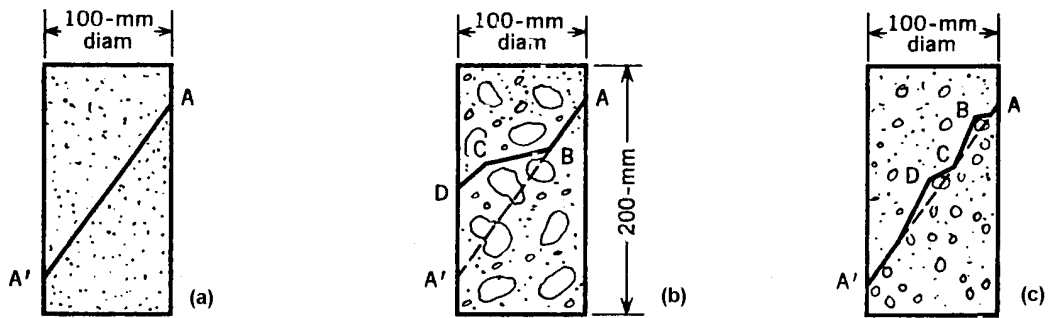


FIG. 1.50 – Représentation des plans de rupture observés sur les éprouvettes de sols : (a) sol sans inclusions $d_{max}=4,8$ mm, (b) sol grossiers avec inclusions $d_{max}=32$ mm, (c) sol grossiers avec inclusions $d_{max}=19$ mm (Jain & Gupta, 1974).

Contrairement à Jain (Jain & Gupta, 1974), Dobbiah (Dobbiah *et al.*, 1969) montre que, plus la taille de inclusions augmente, plus la résistance au cisaillement est accrue. Cette tendance est confirmée quelle que soit la proportion d'inclusions.

(b) Influence sur le comportement en petites déformations

La taille des inclusions semble avoir également une influence sur les caractéristiques élastiques des sols grossiers. En effet, en réalisant des essais de colonne résonnante et des essais triaxiaux cycliques sur un sol grossier alluvionnaire, Lin (Lin & Wang, 1998) montre que la réduction de la taille des inclusions induit une diminution du module de cisaillement (Figures 1.51 et 1.52).

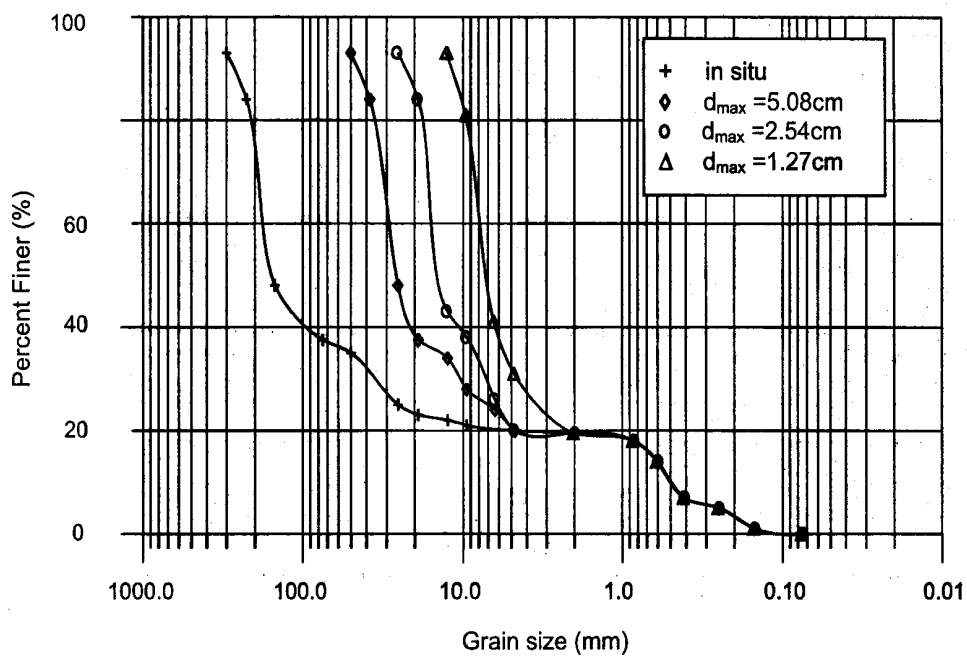


FIG. 1.51 – Courbes granulométriques des matériaux grossiers contenant des inclusions de tailles variées (Lin et al., 2000).

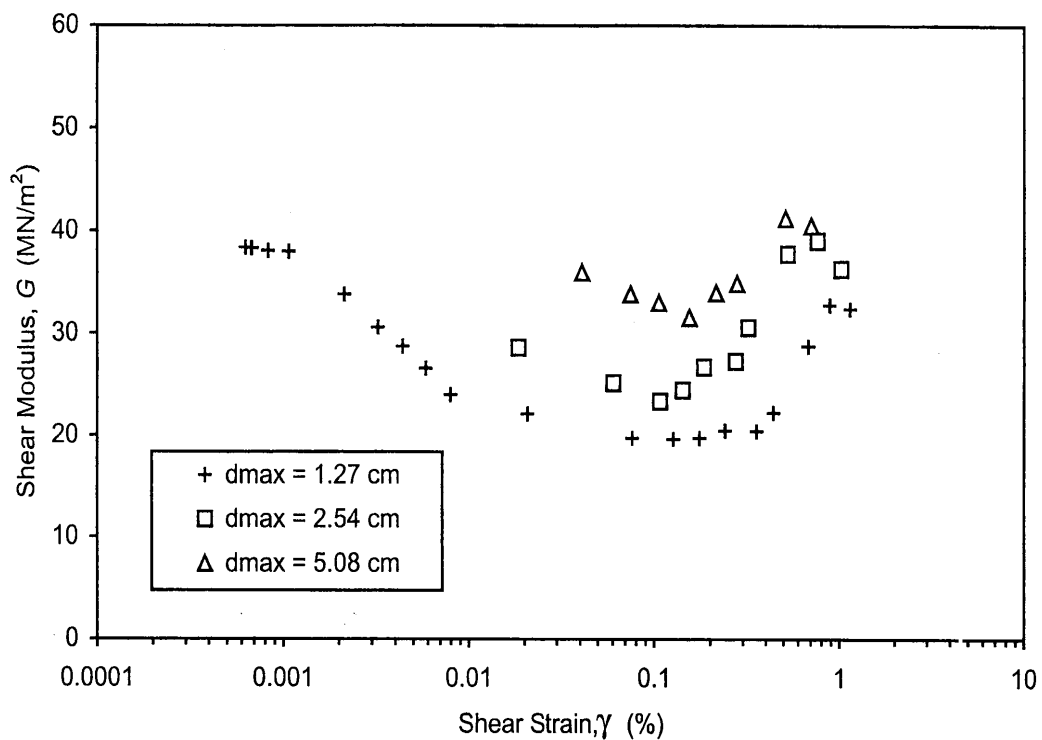


FIG. 1.52 – Influence de la taille des inclusions sur le module de cisaillement (Lin et al., 2000).

1.3.3 Effet de la proportion d'inclusions

Comme l'indique la figure 1.25 (page 41), l'écrêtement des inclusions conduit à une annulation ou à une diminution de leur proportion. Il nous semble donc intéressant de mieux appréhender l'influence de ce paramètre sur le comportement des sols grossiers.

A cet effet, nous présentons quelques études expérimentales portant sur des mélanges matrice + inclusions pour lesquels la proportion d'inclusions varie mais leur diamètre reste constant. Les études présentées dans la section précédente montrent, en effet, que, la taille des inclusions peut, dans certains cas, influencer la réponse d'un sol grossier.

1.3.3.1 Influence sur les paramètres de rupture

L'effet de la proportion d'inclusions a été étudié par Holtz (Holtz & Gibbs, 1956). Ce dernier a effectué des essais triaxiaux en condition drainée sur des éprouvettes cylindriques d'un diamètre de 228,6 mm et ayant une hauteur de 571,5 mm. Le sol grossier étudié est une alluvion de rivière. La matrice est constituée par la fraction granulométrique 0/4,76 mm et est constituée essentiellement de sable. Les inclusions sont des graviers de forme sub-anguleuse et sub-arrondie dont la taille est comprise entre 4,76 mm et 19 mm (Figure 1.53).

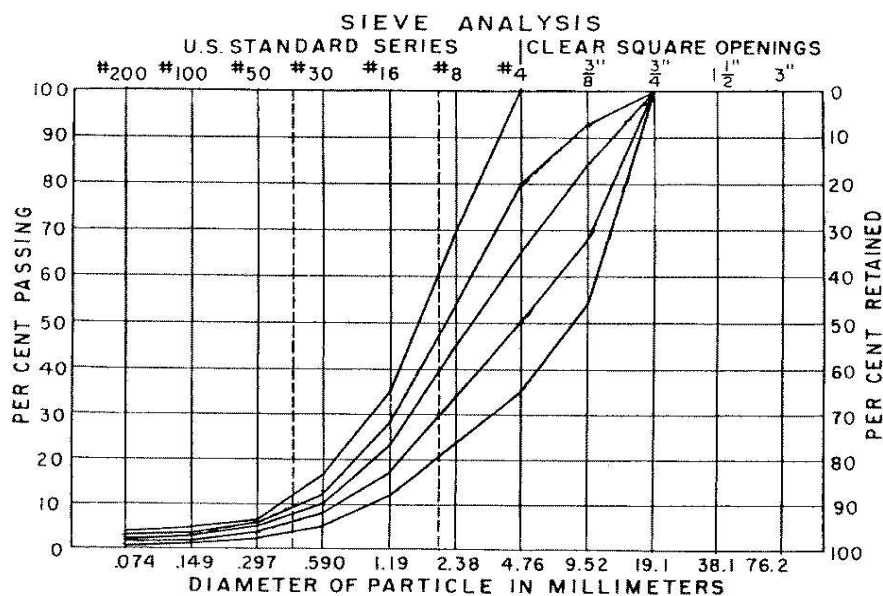


FIG. 1.53 – Courbes granulométriques de sols grossiers ayant des proportions variées d'inclusions (Holtz & Gibbs, 1956).

Pour que les résultats des essais ne soient pas influencés par l'état initial du matériau, l'auteur les mélanges matrice/inclusions sont tous compactés à une densité relative de 70%. La masse volumique correspondante à cet état de densité est déterminée par la relation suivante :

$$\rho_d = \frac{\rho_{d,min}}{1 - D_r \times (1 - \frac{\rho_{d,min}}{\rho_{d,max}})}$$

où :

- $\rho_{d,max}$ correspond à la densité du matériau 0/19 mm dans l'état le plus dense,
- $\rho_{d,min}$ correspond à la densité du matériau 0/19 mm dans l'état le plus lâche,
- ρ_d représente la masse volumique voulue,
- D_r exprimé en pourcent, représente la densité relative souhaitée.

Bien que la densité relative soit constante, l'auteur note une augmentation de la masse volumique sèche (ρ_d) lorsque la proportion d'inclusions croît (Tableau. 1.5). Il observe également une augmentation des caractéristiques de rupture quand la proportion d'inclusion croît jusqu'à 50% puis, au delà de cette valeur, il note une diminution de l'angle de frottement (Figure 1.54 et Tableau 1.5).

TAB. 1.5 – *Influence de la proportion d'inclusions sur l'état de densité initial et sur les paramètres de rupture des divers mélanges (Holtz & Gibbs, 1956).*

fraction mas- sique d'inclu- sions (%)	0	20	35	50	65
masse volumique sèche (kN/m^3)	17,52	18,46	19,09	19,7	19,93
$\Phi(deg.)$	35,7	37,2	39	40	37,9

Pour illustrer les études portant sur l'effet de la fraction volumique des inclusions sur les caractéristiques de rupture des sols grossiers, nous citerons en second lieu les travaux de Jain (Jain & Gupta, 1974). Ce dernier a effectué des essais triaxiaux sur un sol grossier constitué d'éléments provenant du broyage d'un sol induré. L'auteur considère que les éléments dont la taille est supérieure à 4,8 mm constituent les inclusions. L'état initial des éprouvettes contenant des inclusions est tel que la matrice ($d < 4,8mm$) se trouve toujours

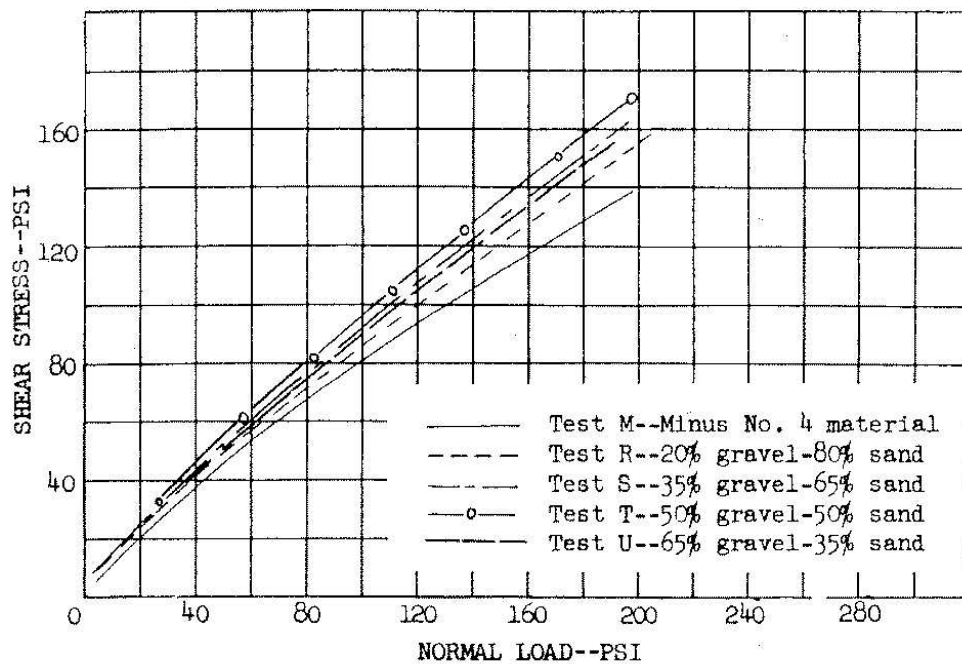


FIG. 1.54 – Effet de la proportion d'inclusions sur les enveloppes de rupture (Holtz & Gibbs, 1956)

dans un état de densité constant et proche de l'optimum proctor quelle que soit la proportion d'inclusions. Jain constate une augmentation de la masse volumique sèche du matériau complet (matrice + inclusion) (Figure 1.55). Il observe également un accroissement de la résistance à la rupture lorsque la proportion d'inclusion augmente (Figure 1.55 et Figure 1.56). L'accroissement de la fraction d'inclusion semble conférer au matériau un comportement plus fragile. La figure 1.56 montre effectivement que le pic de rupture est atteint plus tôt.

Les résultats de Donaghe (Donaghe & Torrey, 1979) et ceux de Leslie (Leslie, 1963) montrent également un accroissement de la résistance au cisaillement lorsque la fraction d'inclusion croît (Tableau 1.6). Mais, ces augmentations sont plus faibles.

Gens (Gens & Wight, 1979) a étudié l'effet de faibles proportions de graviers sur le comportement d'une moraine glaciaire soumis à un chargement triaxial. Un accroissement de la fraction massique d'inclusion de 0 à 11,7% semble n'avoir aucun effet sur le comportement du sol grossier étudié.

Serial number (1)	Initial Specimen Data				Unconfined compressive strength, in pounds per square inch (kilograms per square centimeter) (6)
	Percentage of clods (2)	Dry density of total material, in pounds per cubic foot (kilograms per cubic meter) (3)	Moisture content of total material (4)	Moisture content of -3/16 in. material (5)	
1	0	126.2 (2,025)	9.8	9.8	32.60 (2.29)
2	15	129.1 (2,070)	9.10	9.35	34.04 (2.39)
3	20	130.1 (2,090)	8.58	9.60	35.86 (2.52)
4	30	132.10 (2,130)	8.25	9.21	39.25 (2.76)
5	40	134.9 (2,160)	7.51	9.39	42.08 (2.96)

Note: Maximum standard Proctor's dry density = 126.4 pcf (2,025 kg/m³); optimum moisture content = 9.4%; plasticity index = 9; and dry density of clods = 150.0 pcf (2,400 kg/m³).

FIG. 1.55 – Effet de la proportion d'inclusions sur la résistance au cisaillement (Jain & Gupta, 1974).

TAB. 1.6 – Effet de la fraction massique d'inclusions sur l'angle de frottement interne d'un sol grossier, $d_{max} = 76,2$ mm (Donaghe & Torrey, 1979).

Fraction massique d'inclusions (%)	$\sigma'_3 = 414$ kPa		$\sigma'_3 = 1379$ kPa	
	$\rho_d (g/cm^3)$	$\phi' (^\circ)$	$\rho_d (g/cm^3)$	$\phi' (^\circ)$
20	2,10	35,6	2,16	34,6
40	2,09	39	2,19	36,7
60	2,10	40,3	2,18	41,3

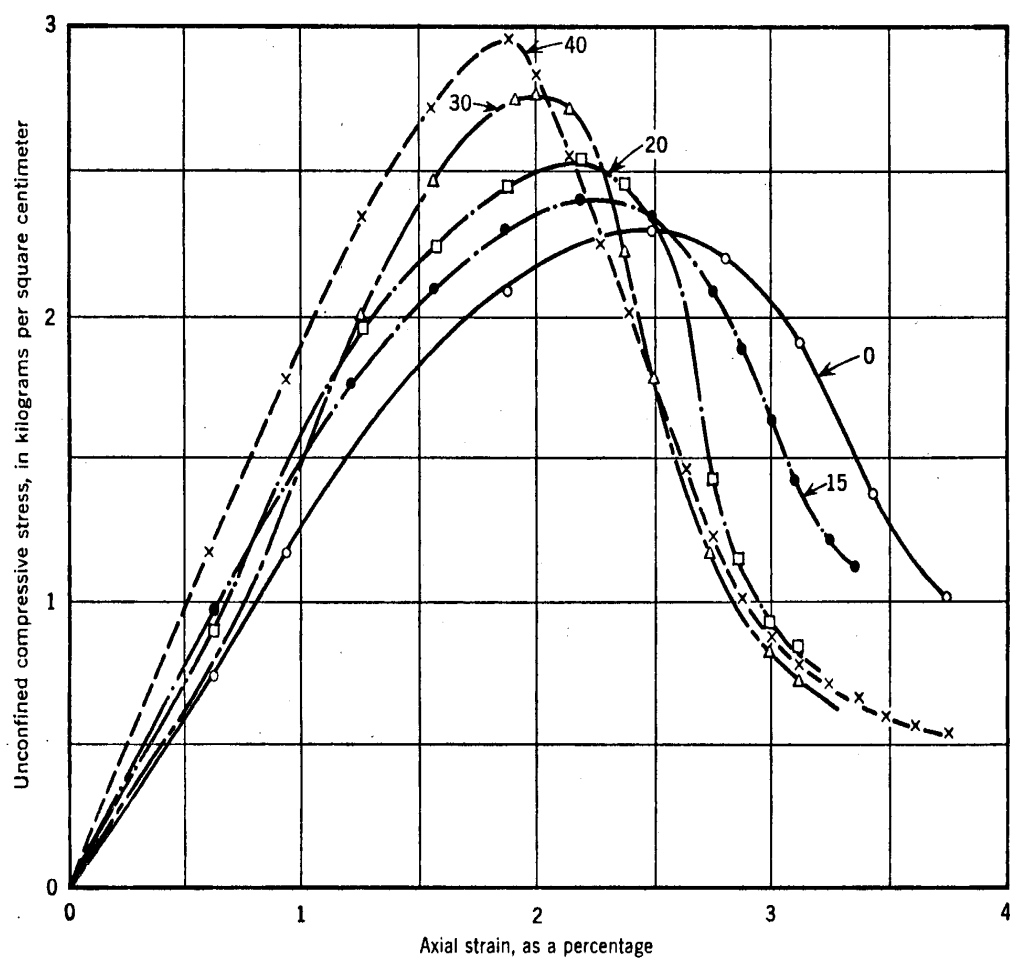


FIG. 1.56 – Effet de la proportion d'inclusions sur la courbe contrainte-déformation (Jain & Gupta, 1974).

1.3.3.2 Influence sur le comportement en petites déformations

Lin (Lin *et al.*, 2000) étudié l'effet de la proportion d'inclusions sur les paramètres élastiques d'un sol grossier. Il met d'abord en évidence un accroissement du module de cisaillement lorsque la fraction massique de graviers est accrue, puis il montre une modification de l'évolution du module de cisaillement lorsque la proportion d'inclusions passe de 40% à 60%. Les travaux de Rollins (Rollins *et al.*, 1998) mettent également en évidence, un accroissement du module de cisaillement avec la fraction d'inclusions. Mais, contrairement à Lin (Lin & Wang, 1998), l'évolution de ce module avec la distorsion, est la même quelle que soit la proportion d'inclusion.

1.3.3.3 Conclusions sur l'effet de la proportion des inclusions

Les travaux portant sur ce thème s'accordent à montrer que l'accroissement de la proportion des inclusions induit une augmentation de l'angle de frottement et de la valeurs des paramètres élastiques d'un sol grossier. Au vu de ces résultats, la détermination des caractéristiques des sols grossiers en les considérant comme des sols hétérogènes, et en effectuant un écrêtement des inclusions, impliquerait une sous-estimation de celles-ci.

1.3.4 Influence des caractéristiques de la matrice

Nous avons vu dans la section 1.1.2 qu'il existe des sols grossiers contenant peu d'éléments argileux, c'est souvent le cas des alluvions fluviales et des débris rocheux. Il en est autrement des argiles à blocs et des moraines, qui sont des sols grossiers contenant, quant à eux, une quantité plus importante d'argile. Dans le cas de ce type de sol grossier, l'écrêtement des inclusions peut conduire à une augmentation de la quantité d'argile dans l'éprouvette. Dans ces conditions, l'effet de la variation de la proportion d'inclusions peut s'ajouter à celui de l'augmentation de la quantité de fines plastiques.

Il existe peu de travaux traitant de cet aspect : nous ne citerons que les travaux de Holtz (Holtz & Willard, 1967).

Holtz (Holtz & Willard, 1967) a étudié l'effet de la fraction d'inclusions sur le comporte-

ment de deux sols grossiers. Les deux matériaux ont des inclusions identiques mais l'un a une matrice sableuse et l'autre a une matrice argileuse. L'auteur montre que le taux d'accroissement de l'angle de frottement avec la fraction d'inclusion est inchangé. Par ailleurs, il constate que, pour des proportions de graviers inférieures à 50%, le mélange argileux présente une cohésion alors que le mélange sableux n'en présente pas. Lorsque la proportion d'inclusions est supérieure à 50%, la cohésion du mélange argileux diminue et le mélange sableux présente maintenant une cohésion non nulle. Selon Holtz, l'existence d'une cohésion dans les sols grossiers hétérogènes, peut être due : soit au fait que la matrice est un matériau cohérent, soit au fait que des phénomènes de désenchevêtrement peuvent avoir lieu pour de forte proportion d'inclusions.

1.3.5 Effet de la morphologie des inclusions

Pour étudier l'effet de la forme des inclusions, il faut, en toute rigueur, comparer le comportement d'un sol grossier à matrice identique, la forme ou la rugosité de surface des inclusions pouvant varier. Nous n'avons pas trouvé d'étude de ce type dans la bibliographie. Seule la Recommandation RTR donne des indications à ce sujet. Selon cette recommandation, pour les sols grossiers contenant des éléments "roulés", le comportement du sol écrêté peut être assimilé à celui du sol intact quelle que soit la proportion d'inclusions. Il n'en est pas de même pour les sols qui contiennent des éléments anguleux, pour lesquels l'écrêtement simple n'est acceptable que pour des proportions d'inclusions inférieures à 20% ou 40%.

1.3.6 Conclusions sur l'étude paramétrique

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol grossier sans avoir recours aux méthodes de reconstitution granulométriques, il faut tester un volume de sol suffisamment grand pour qu'il soit représentatif du sol *in situ*. Pour réaliser des essais triaxiaux de révolution, il faut donc, que, les éprouvettes cylindriques aient un diamètre au moins 6 fois plus grand que le d_{max} du sol. Si on réalise des essais de cisaillement direct sur des éprouvettes parallélépipédiques, l'arrête doit être au moins 20 fois plus grande que d_{max} . Lorsque la proportion d'éléments de grandes dimensions est élevée, les conditions sur le volume de sol testé sont encore plus restrictives.

La méthode de substitution consiste à remplacer les inclusions les plus grosses par des inclusions plus petites, il est donc important de savoir si la taille des inclusions a une influence sur le comportement du sol grossier. Peu de travaux ont porté sur l'influence de ce paramètre et les rares résultats que nous avons trouvés sont divergents.

La méthode d'écrêtement consiste à enlever les inclusions présentes dans le sol, la proportion de ces éléments passe donc d'une valeur p à une valeur nulle. Il est donc important de comprendre l'effet de la proportion d'inclusions sur le comportement de ces sols. De nombreux travaux portent sur ce sujet et tendent à montrer que, lorsque la proportion d'inclusions augmente, la résistance au cisaillement et les propriétés élastiques du sol, augmentent également. L'étude bibliographique montre cependant que selon les sols étudiés, l'amplitude de cet effet est variable.

Pour pouvoir mieux appréhender l'effet d'une reconstitution granulométrique, nous pensons qu'il est nécessaire de pouvoir évaluer l'influence de la nature de la matrice : qui peut être plus ou moins argileuse ou plutôt sableuse ; il faut pouvoir, également, estimer l'effet de la morphologie des inclusions qui peuvent être arrondies ou anguleuses. Le rôle joué par ces paramètres, peut expliquer les écarts observés par les différents auteurs. Cependant il existe peu de travaux concernant l'effet de ces deux paramètres sur les caractéristiques de rupture ou d'élasticité des sols grossiers.

1.4 Modèles de comportement

Nous présentons dans cette partie, quelques modèles permettant de prévoir le comportement mécanique des sols grossiers et d'en déterminer les caractéristiques d'élasticité et de rupture.

1.4.1 Modèles “macroscopiques”

Il s'agit des modèles élastiques et élasto-plastiques qui sont utilisés pour modéliser le comportement des sols granulaires. Ces modèles reposent sur une description macroscopique du sol étudié. Dans ces conditions, le sol grossier est considéré, de façon implicite, comme un milieu continu et homogène.

1.4.1.1 Modèles phénoménologiques et lois empiriques.

Gomes Correia (Gomes-Correia *et al.*, 2001), Iwasaki (Iwasaki & Tatsuoka, 1977) et Kokusho (Kokusho & Yoshida, 1997) montrent que la loi proposée par Hardin (Hardin & Richard, 1963), reliant le module d'Young à la contrainte moyenne effective et à l'indice des vides, n'est pas adaptée pour les sols grossiers. Il semble nécessaire à ces auteurs, de prendre en compte un paramètre supplémentaire qui décrit l'étalement granulométrique du sol (C_U). La figure 1.57 illustre l'évolution du module d'Young paramétrée par le coefficient d'uniformité.

Il existe une méthode qui permet de prévoir la valeur de l'angle de frottement interne en utilisant un abaque proposé par l'US Navy (Shirdam *et al.*, 1998). L'angle de frottement interne est déterminé à partir de la porosité, de l'indice de densité, et de la classe du sol.

Pour déterminer les paramètres de rupture d'un sol grossier alluvionnaire, Mogami (Mogami, 1982) propose l'expression empirique suivante :

$$\sin(\phi_{pic}) = \frac{A + B \times \text{Log}(C_U)}{1 + e}$$

- ϕ_{pic} représente la valeur de l'angle de frottement au pic de résistance ;
- C_U correspond au coefficient d'uniformité : $C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, il caractérise l'uniformité de la distribution granulométrique du sol ;

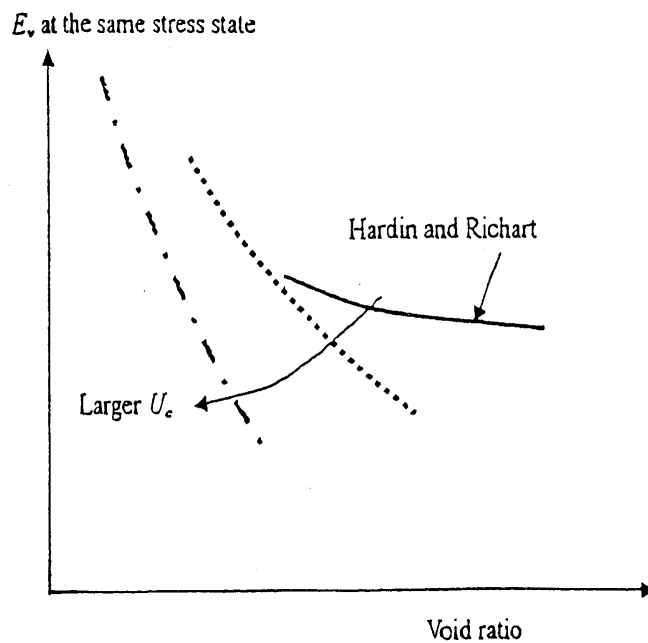


FIG. 1.57 – Modèle d'évolution du module d'Young paramétrée par le coefficient d'uniformité (Gomes-Correia et al., 2001) (U_c correspond au coefficient d'uniformité C_U)

- e représente l'indice de vide ;
- A et B sont des paramètres qui dépendent du type de sol.

La figure 1.58 illustre une comparaison entre les valeurs de l'angle de frottement mesuré en laboratoire et sur site avec les valeurs théoriques déterminées en utilisant la loi ci-dessus (Bourdeau, 1997). Les valeurs de $A = 2B = 0,432$ sont choisies, elles proviennent de corrélations entre $(\phi_{pic}; e)$ et C_U établies pour plusieurs sols grossiers (Bourdeau et al., 1989).

1.4.1.2 Modèles mathématiques

Bouassida (Bouassida, 1988) modélise le comportement mécanique d'une grave non traitée en utilisant un modèle élasto-plastique proposé par Wilde pour les matériaux granulaires dans le cadre d'une plasticité associée, avec écrouissage isotrope. Sur un chemin de contrainte isotrope, Bouassida montre une bonne adéquation entre les résultats numériques et expérimentaux ; par contre sur un chemin de cisaillement à l'appareil triaxial, le modèle ne parvient à décrire que la réponse de la grave en condition de contrainte imposée (Figures 1.59 et 1.60).

Pour modéliser le comportement d'un sol grossier obtenu par concassage d'enrochement de

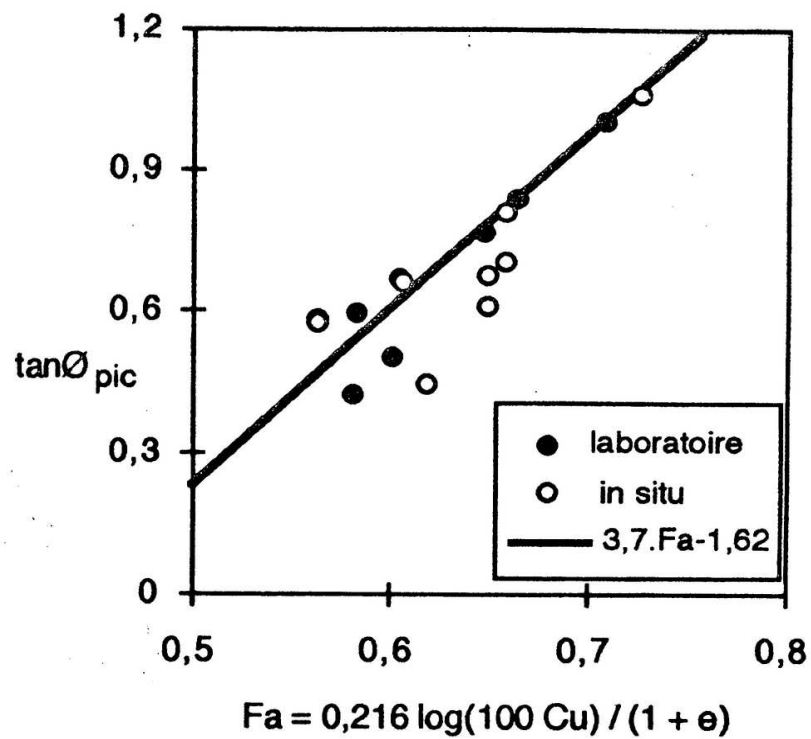


FIG. 1.58 – Corrélation entre l'angle de frottement au pic de résistance et le facteur d'amélioration F_a (Bourdeau et al., 1989).

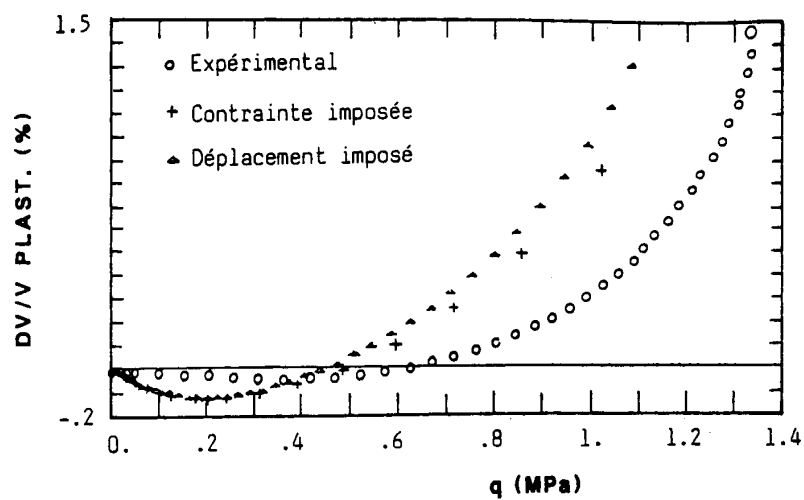


FIG. 1.59 – Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques : courbes de variation de volume (Bouassida, 1988).

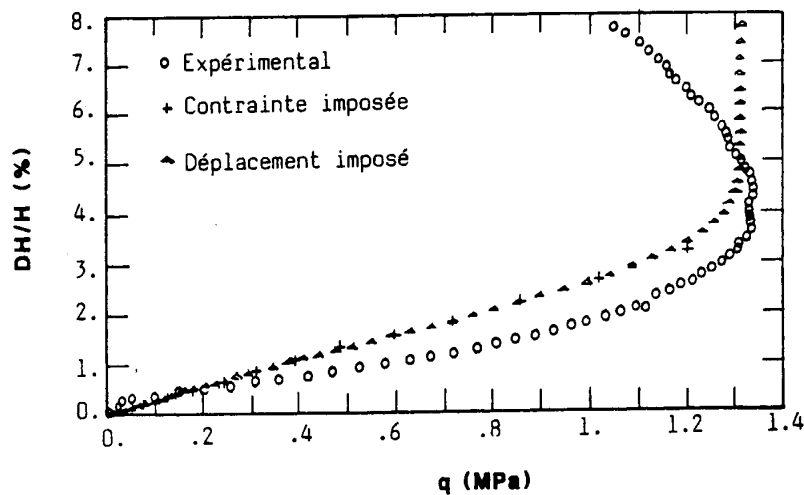


FIG. 1.60 – Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques : courbes déviateur-déformation axiale (Bouassida, 1988).

gneiss, Dendani (Dendani, 1988) propose le modèle de Vermeer. C'est un modèle pour lequel la plasticité est non-associée et dans lequel ont fait intervenir la loi de Rowe pour décrire la dilatance. L'une des particularités de ce modèle est qu'il utilise deux surfaces de charge : une surface de charge de consolidation et une surface de charge de distorsion. Le sol est testé en compression et en extension axisymétrique. En terme de relation contrainte-déformation, ce modèle rend compte de manière qualitative de la réponse du sol. L'auteur note, par contre, que les variations de volume ne sont pas bien modélisées. Dendani pense que le choix de la surface de charge de consolidation et la description de la dilatance par la Loi de Rowe sont à l'origine des limitations du modèle.

En étudiant le comportement mécanique d'un sol grossier constitué de roches granitiques concassées, Balay (Balay *et al.*, 1998) montre que le comportement réversible de ce sol est bien décrit par le modèle élastique non linéaire de Boyce.

1.4.2 Approches “micro”.

On présente dans cette partie, les modèles prenant en compte des paramètres qui décrivent le comportement global du sol grossier à partir de sa caractérisation à l'échelle du grain de sol ou au moins, à l'échelle des éléments de grand diamètre. Nous présenterons des modèles empiriques et des modèles mathématiques.

1.4.2.1 Modèles phénoménologiques et lois empiriques

Les travaux de Thevanayagam (Thevanayagam & Liang, 2001; Thevanayagam *et al.*, 2002), sont une illustration de ce type d'approches sur un sol grossier considéré comme un sol hétérogène. En mesurant en laboratoire, le module de cisaillement d'un sol grossier à partir de la mesure de la vitesse de propagation d'une onde, cet auteur constate que les lois usuelles permettant d'évaluer les paramètres élastiques à partir de la contrainte moyenne et l'indice des vides, ne sont pas adaptées pour les sols hétérogènes. La figure 1.62 montre en effet que, pour divers mélanges de graviers et de sable dont les courbes granulométriques sont présentées par la figure 1.61, il n'existe pas de relation unique entre la vitesse de propagation d'ondes et l'indice de vide bien que l'état de contrainte initial soit le même.

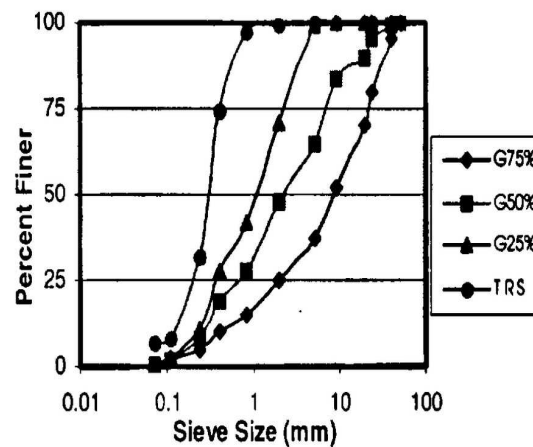


FIG. 1.61 – Courbes granulométriques des sols grossiers étudiés par Thevanayagam (Thevanayagam & Liang, 2001).

Thevanayagam (Thevanayagam & Liang, 2001) pense que pour évaluer théoriquement les paramètres élastiques des sols hétérogènes, une description globale de l'arrangement des grains par l'indice de vide e , ne convient pas. Il propose donc de distinguer l'arrangement des inclusions e_c de l'arrangement des grains de la matrice e_m , et de définir un indice de vides "équivalent" e_{eq} . Ce paramètre est calculé à partir des différentes configurations théoriques d'arrangement dans le cas d'un milieu granulaire hétérogène (Figure 1.63).

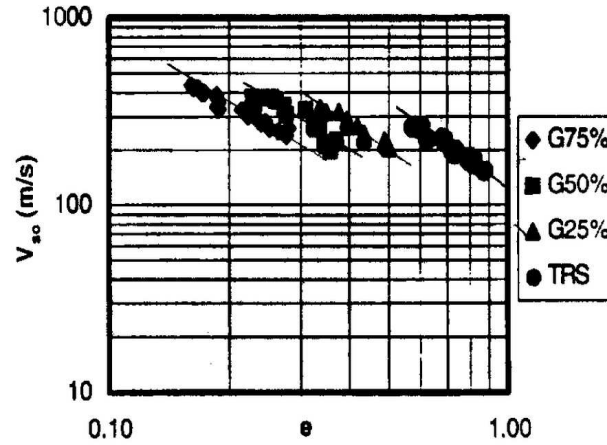


FIG. 1.62 – Corrélation entre la vitesse de propagation et l'indice de vide (Thevanayagam & Liang, 2001).

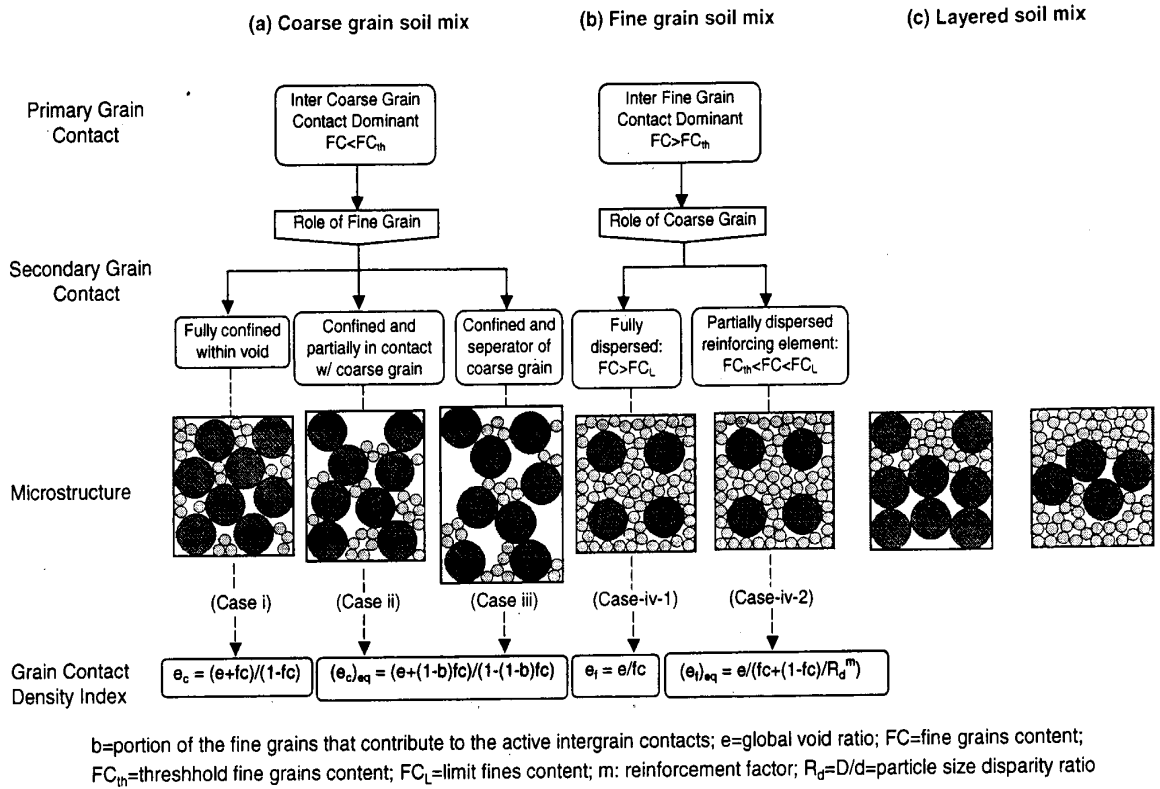


FIG. 1.63 – Différents types d'arrangements des constituants d'un sol granulaire hétérogène (Thevanayagam et al., 2002).

Ainsi la relation :

$$G_{max} = C \frac{(e_m - e)^2}{1 + e} \times \left(\frac{p'}{p_a} \right)^\beta$$

où C est une constante qui vaut 70 pour les grains arrondis et 32 pour les grains anguleux, β une constante valant 0,5 ; e indice des vides courant : $\frac{\text{volume de vide}}{\text{volume des grains}}$ et e_m une constante valant 2,17 pour les grains arrondis et 2,97 pour les grains anguleux, est remplacée par les relations suivantes :

$$G_{max} = C \frac{(e_m - (e_c)_{eq})^2}{1 + e} \times \left(\frac{p'}{p_a} \right)^\beta$$

dans le cas où les inclusions sont en contact et

$$G_{max} = C \frac{(e_m - (e_f)_{eq})^2}{1 + e} \times \left(\frac{p'}{p_a} \right)^\beta$$

dans le cas échéant.

En utilisant ces relations, on obtient une corrélation unique entre la vitesse de propagation et l'indice de vide (Figure 1.64).

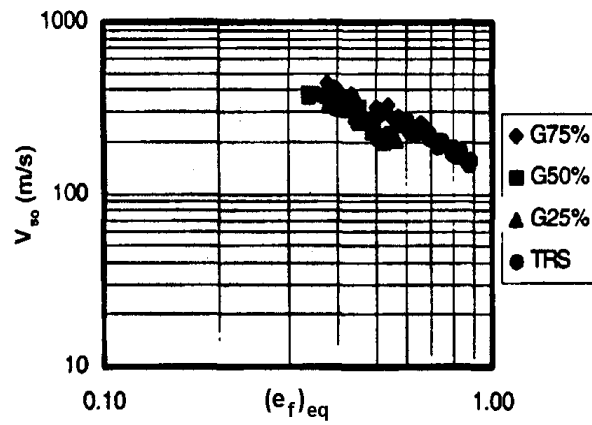


FIG. 1.64 – Corrélation entre la vitesse de propagation et l'indice de vide équivalent e_{eq} (Thevanayagam & Liang, 2001).

Il existe une relation proposée par Marchal (cité par Shirdam (Shirdam *et al.*, 1998)), qui exprime l'angle de frottement des sols granulaires en additionnant les effets moyens de quatre facteurs : deux de ces facteurs caractérisent les grains de sol et les autres donnent une caractérisation globale du matériau. La formulation de l'angle de frottement est la suivante :

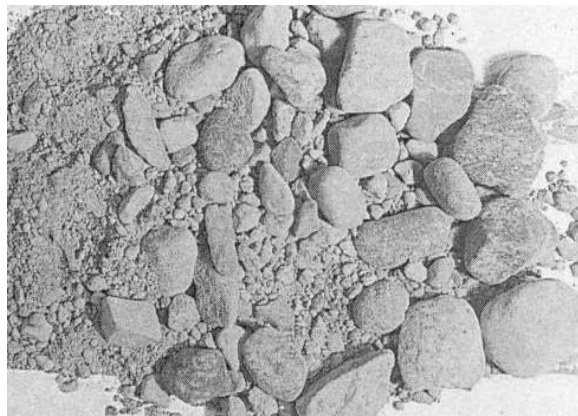
$$\phi' = 30^\circ + \Delta\phi_1 + \Delta\phi_2 + \Delta\phi_3 + \Delta\phi_4$$

- l’effet du polissage des grains est prise en compte par $\Delta\phi_1$
 - particules usées : $+1^\circ$
 - particules normalement usées : $+0^\circ$
 - particules arrondies : -3°
 - particules très polies : -5°
- la taille des grains est prise en compte par $\Delta\phi_2$
 - sable : 0°
 - gravier fin : $+1^\circ$
 - gravier moyen à grossier : $+2^\circ$
- l’uniformité de la courbe granulométrique est prise en compte par $\Delta\phi_3$
 - très uniforme : -3°
 - moyennement uniforme : 0°
 - très peu uniforme : $+3^\circ$
- l’état de densité du sol est prise en compte par $\Delta\phi_4$
 - très lâche : -6°
 - moyenne : 0°
 - très dense : $+6^\circ$

Afin de prévoir le comportement mécanique des sols grossiers, Fragaszy (Fragaszy *et al.*, 1992) propose un modèle qui prend en compte la proportion d’inclusions. Les hypothèses du modèle sont les suivantes :

- le sol grossier est considéré comme un sol hétérogène constitué de gros éléments granulaires : les inclusions, noyés dans une gangue plus fine : la matrice (Figure 1.65) ;
- la proportion d’inclusions est telle que celles-ci sont non jointives ;
- le comportement mécanique de ce sol hétérogène dépend de l’état de densité de la matrice.

Le calcul de la densité de la matrice est effectué à utilisant une méthode semi-empirique développée par Su (Su, 1989) et Fragaszy (Fragaszy *et al.*, 1992). Selon Siddiqi (Siddiqi, 1984), le comportement de la matrice à cet état de densité est celui du sol grossier (matrice + inclusions). En appliquant ce modèle phénoménologique à un sol grossier alluvionnaire, Fragaszy (Fragaszy *et al.*, 1990) montre qu’en termes d’effort-déformation, il y a une bonne



(a)



(b)



(c)

FIG. 1.65 – *Décomposition de la granulométrie d'un sol grossier; (a) : vues du sol grossier total (0/25,4 mm); (b) vue de la matrice (0/12,7 mm); (c) vue des inclusions (12,7/25,4 mm) (Fragaszy et al., 1992).*

concordance entre les résultats expérimentaux et les résultats théoriques. Cependant, le modèle ne rend pas bien compte de l'évolution des variations de volume (Figure 1.66).

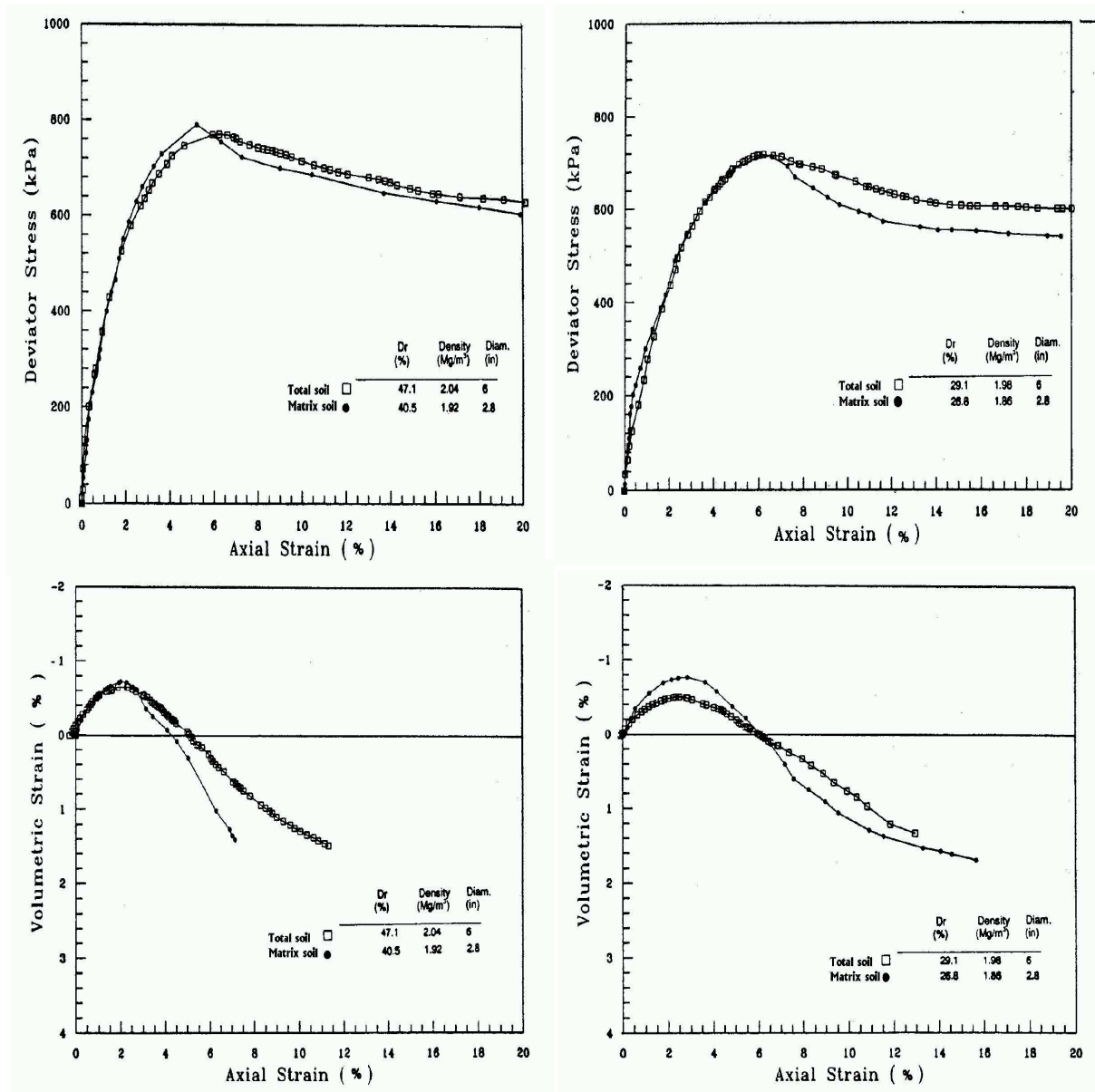


FIG. 1.66 – Comparaison entre le comportement du sol grossier complet et celui du sol modèle (matrice). (Fragaszy et al., 1992).

1.4.2.2 Modèles mathématiques

Ces modèles s'inscrivent dans une démarche scientifique récente qui consiste à utiliser des outils théoriques de la *micromécanique* afin de prévoir le comportement des matériaux naturels. Il s'agit d'approches théoriques par changement d'échelles. Pendant longtemps, ces

outils étaient utilisés exclusivement pour prévoir le comportement des matériaux issus de processus de fabrication industriels.

Pour étudier théoriquement, l'effet de la répartition granulométrique des particules sur le comportement macroscopique des sols grossiers, Sitharam (Sitharam & Nimbkar, 2000) propose une approche micromécanique. En utilisant la méthode des éléments distincts, l'auteur simule en 2D l'effet de la méthode de reconstitution granulométrique par similitude et celui de l'écrêtement (Figure 1.67). Sitharam (Sitharam & Nimbkar, 2000) montre que la première modification granulométrique n'a aucune influence sur le comportement du matériau. Par contre, l'écrêtement induit une diminution de l'angle de frottement (Figure 1.68).

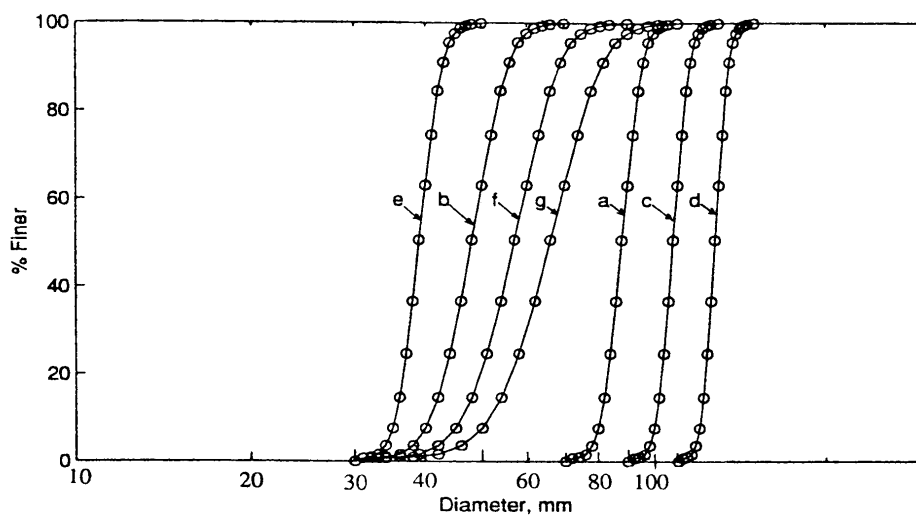


FIG. 1.67 – Courbes granulométriques écrêtées et reconstituées par similitude (Sitharam & Nimbkar, 2000).

Nous présentons maintenant des modèles basés l'utilisation des méthodes d'homogénéisation. Ces modèles sont validés sur des sols hétérogènes fins, mais, d'après les auteurs, leur emploi pour des sols hétérogènes grossiers, est envisageable.

L'utilisation de méthodes d'homogénéisation pour déterminer les caractéristiques de rupture et les paramètres d'élasticité de sols hétérogènes, a été présentée par Wang (Wang *et al.*, 2002). Le modèle donne des résultats satisfaisants lorsqu'il est appliqué à un mélange de limon et d'argile.

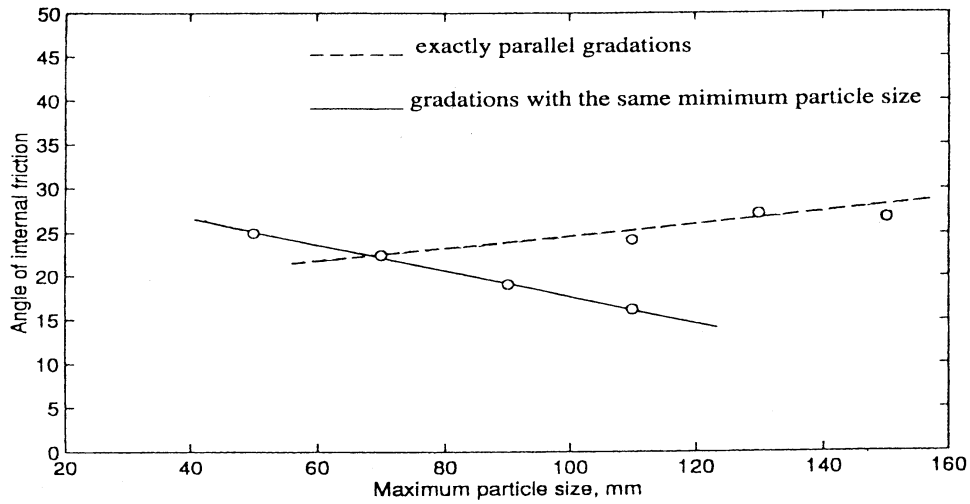


FIG. 1.68 – Effet des modifications granulométriques sur l'angle de frottement : résultats numériques (Sitharam & Nimbkar, 2000).

Pour modéliser le comportement d'un sable argileux en prenant en compte l'influence de la proportion d'inclusions représentée ici par les grains de sable, Muir Wood (Wood & Kumar, 2000) propose une relation σ - ε établie à l'aide de méthodes d'homogénéisation.

$$\sigma = \frac{2 + 3f_g}{2} \times f\left(\frac{\varepsilon}{1 - f_g}\right)$$

où,

- f est une fonction d'approximation de la courbe $\sigma - \varepsilon$: $\sigma = f(\varepsilon)$,
- f_g est la proportion volumique d'inclusions

Muir Wood (Wood & Kumar, 2000) propose également de modéliser le comportement de ce même matériau en réalisant une étude numérique d'une "cellule élémentaire" du sol hétérogène. Cette cellule est constituée d'une particule sphérique rigide (grain de sable) noyée dans un cube d'argile. Muir Wood réalise l'étude numérique de la cellule en 2D-axisymétrique en utilisant un code de calcul aux éléments finis. L'inclusion est considérée comme un matériau élastique linéaire et le comportement de la matrice suit un modèle de Cam-clay.

Les résultats numériques obtenus par les deux méthodes sont assez proches des résultats expérimentaux : les modèles rendent compte qualitativement de l'effet des inclusions constituée par les grains de sable sur la réponse du sol hétérogène (Figure 1.69).

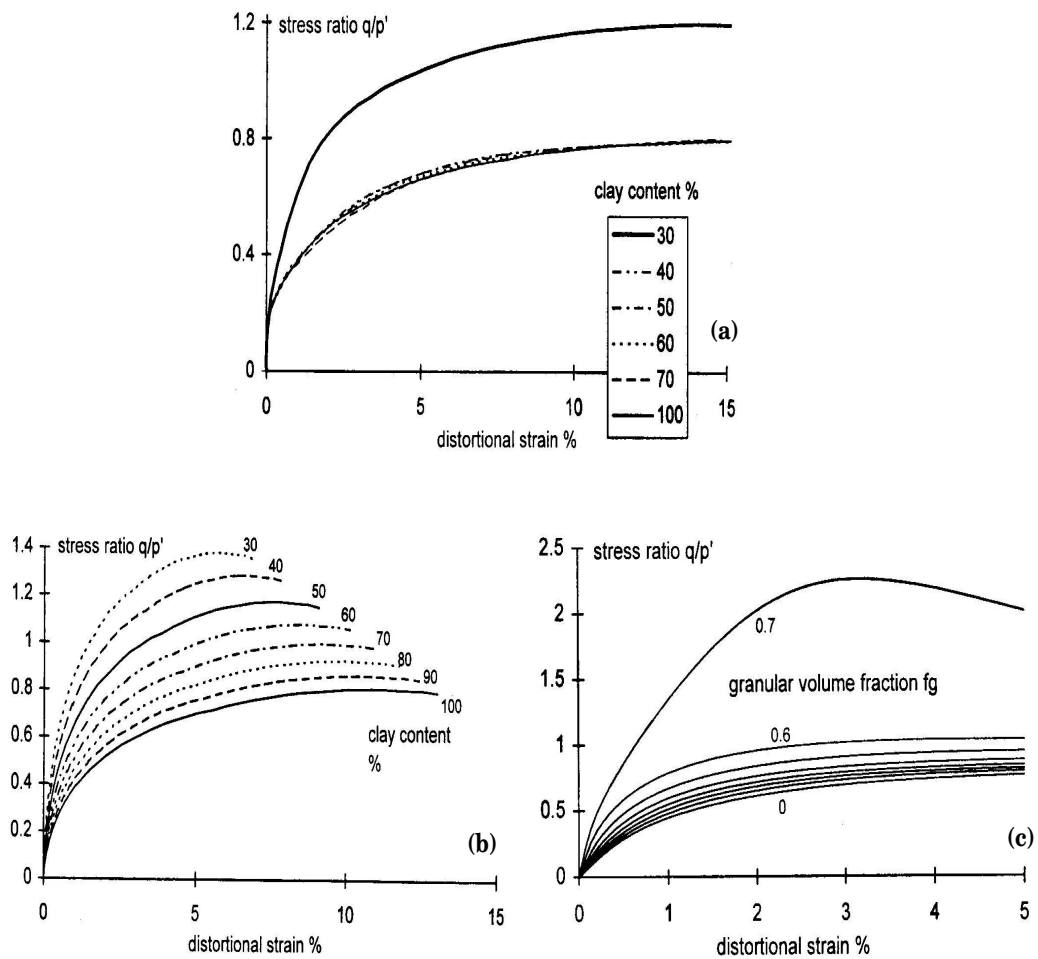


FIG. 1.69 – Effet de la proportion d'inclusion sur le comportement d'un sol hétérogène (a) résultats expérimentaux, (b) résultats numériques obtenus par l'utilisation d'une méthode d'homogénéisation, (c) résultats numériques obtenus par l'étude d'une cellule élémentaire (Wood & Kumar, 2000).

1.4.3 Conclusion sur les modèles de comportement

Pour modéliser le comportement mécanique de certains sols grossiers, on peut utiliser des modèles théoriques et phénoménologiques employés, de façon courante, pour les sols relativement homogènes : modèle de Vermeer, loi de Boyce, corrélations entre le module d'Young et l'indice de vide, ou des relations empiriques entre l'angle de frottement, l'indice des vides et le coefficient d'uniformité. Il serait légitime de se poser la question de la validité de ces modèles dans le cas des sols grossiers. En effet, ces sols présentent une forte hétérogénéité qui n'est pas prise en compte par ces modèles.

Les modèles reposants sur une description du sol à une échelle plus réduite (celle du grain ou au moins, celle des inclusions) peuvent permettre d'estimer les caractéristiques mécaniques des sols grossiers en fonction des propriétés des inclusions qu'ils contiennent (proportion, taille, forme), ainsi que celle de la matrice (état de densité, degré d'argilosité ...). Ceci représenterait un atout important pour l'utilisation des méthodes de reconstitution granulométriques.

Ce type d'approche théorique à l'échelle microscopique fait l'objet de récents travaux de recherche (Wood & Kumar, 2000; Thevanayagam & Liang, 2001; Thevanayagam *et al.*, 2002; Wang *et al.*, 2002), mais dans le cas des sols hétérogènes grossiers, la recherche reste encore ouverte.

1.5 Conclusions de l'étude bibliographique

Il existe une grande variété de sols pouvant s'apparenter à des sols grossiers. Ils se différencient aussi bien par la nature de leurs constituants, que par la taille, la forme et la distribution granulométrique des éléments qui les composent. Cependant, tous ces matériaux présentent deux principales caractéristiques communes :

- ils comportent des éléments qui présentent une forte hétérogénéité de taille : ils peuvent contenir des éléments très fins comme de l'argile, des limons ou des sables mélangés à des éléments de taille plus grande (graviers, cailloux ou blocs) ;
- parfois, ils peuvent présenter en plus, une hétérogénéité de nature : les éléments granulaires peuvent se trouver mélangés à des éléments argileux.

La présence d'éléments de grande taille implique que le volume représentatif d'un sol grossier soit également de grande dimension. La caractérisation *in situ* ou en laboratoire nécessite de ce fait, l'utilisation d'essais spécifiques et de dispositifs expérimentaux de grandes dimensions. Les inconvénients de ce type d'essais sont d'abord leur coût et ensuite la difficulté d'interprétation des résultats qu'ils permettent d'obtenir.

En modifiant la composition granulométrique du sol grossier et en considérant celui-ci comme un mélange d'éléments de petite taille (matrice) avec des éléments plus gros (les inclusions), on peut réaliser des essais avec des dispositifs de taille courante sur le matériau reconstitué et estimer, à partir de résultats obtenus, les caractéristiques mécaniques du sol intact.

L'étude bibliographique montre que les résultats obtenus en utilisant les méthodes de reconstitutions granulométriques, sont divergents et parfois antagonistes. Nous pensons que ceci est dû aux faits suivants :

- il y a une absence de procédure commune ;
- les études sont faites sur des matériaux naturels dont la composition diffère d'une étude à l'autre.

Pour pouvoir utiliser ces méthodes de reconstitution granulométrique, nous pensons qu'il est nécessaire d'identifier les paramètres ayant une influence sur le comportement des sols grossiers : la proportion d'inclusions, leur taille ainsi que leur morphologie, la nature de la

matrice. L'étude bibliographique montre qu'il existe peu de travaux concernant l'influence de ces paramètres sur les caractéristiques de rupture et sur les caractéristiques élastiques des sols grossiers.

Notre travail tente d'amener quelques éclaircissements sur le rôle de ces paramètres. Notre objectif est proposer une procédure ou une méthode permettant de déterminer les caractéristiques des sols grossiers à partir d'essais en laboratoire, réalisés sur des dispositifs de tailles courantes.

Chapitre 2

Présentation du sol étudié et des dispositifs expérimentaux utilisés

La première partie de ce chapitre est consacrée à la description des dispositifs expérimentaux utilisés pour caractériser le comportement mécanique des éprouvettes de sol.

Il s'agit d'un dispositif triaxial permettant de tester des éprouvettes de taille moyenne. Les éprouvettes peuvent être instrumentées d'un dispositif de mesure locale des déformations.

Un second dispositif triaxial a été développé pour tester des éprouvettes de grandes dimensions.

Nous présenterons les différents systèmes de mesure propres à ces dispositifs triaxiaux ainsi que les procédures expérimentales correspondantes.

Le second volet du chapitre concerne la présentation du matériau d'étude qu'est le sol hétérogène modèle : nous en donnons une définition et nous présentons les différents matériaux qui le constituent. Nous présentons également la méthode de caractérisation et de fabrication d'une éprouvette de sol modèle.

2.1 Triaxial de taille moyenne

Ce dispositif expérimental est constitué d'une cellule triaxiale montée sur une presse mécanique. La figure 2.1 montre une vue de la cellule et différents dispositifs de mesure annexes. Cet appareillage permet de tester des éprouvettes ayant un diamètre de 100 mm et une hauteur de 100, 150 ou 200 mm. Les éprouvettes peuvent être soumises à un chargement isotrope ou à un cisaillement triaxial de révolution à taux de déformation axiale contrôlé. Le

comportement des éprouvettes peut être caractérisé en réalisant des essais en petites déformations ($\varepsilon_a < 10^{-5}$) ou des essais menés jusqu' à la rupture.

Pour améliorer la précision des mesures et être ainsi capable de caractériser le comportement du sol modèle à faibles amplitudes de déformation, des systèmes spécifiques de mesure ont été utilisés. En effet les essais triaxiaux conventionnels décrits par la norme NFP 94-074 ne permettent pas de caractériser le comportement des sols dans le domaine des petites déformations car la mesure des efforts et des déformations de l'éprouvette par des moyens classiques, intègre de multiples sources d'erreurs (Scholey *et al.*, 1995; Dufour-Laridan, 2001)(Figure 2.2)

Dans cette partie on se propose, dans un premier temps, de présenter les différents dispositifs de mesure utilisés en décrivant leur principe de fonctionnement et en donnant leur précision de mesure. Ensuite, nous décrirons la procédure suivie pour réaliser les essais triaxiaux en petites déformations, les essais triaxiaux menés à la rupture se déroulant selon la norme NF P 94-074.

2.1.1 Dispositifs de mesure des déformations axiales

2.1.1.1 Mesure externe

La mesure de la déformation axiale de l'éprouvette se fait en mesurant le déplacement vertical de la cellule. On utilise à cet effet un LVDT (Linear Variable Differential Transformer) qui est un capteur de déplacement inductif placé à l'aplomb de la cellule. Le point de mesure se situe à la base de la cellule afin que la mesure de la déformation axiale intègre le moins d'erreur possible (Figure 2.3). Ce type de capteur a une précision suffisante par rapport aux exigences normatives NFP 94-074 ; il présente également l'avantage d'avoir une étendue de mesure assez grande (40 mm).

2.1.1.2 Mesure locale

Pour évaluer la déformation axiale de l'éprouvette avec davantage de précision, des capteurs de déplacement ont été fixés sur l'échantillon comme le montre la figure 2.4. Le principe de la mesure consiste à quantifier le rapprochement ou l'éloignement de deux points de l'échantillon. Ces points sont situés sur une génératrice de l'éprouvette et sont localisés dans le tiers central de celle-ci afin que la mesure ne soit pas influencée par l'effet du frettage.

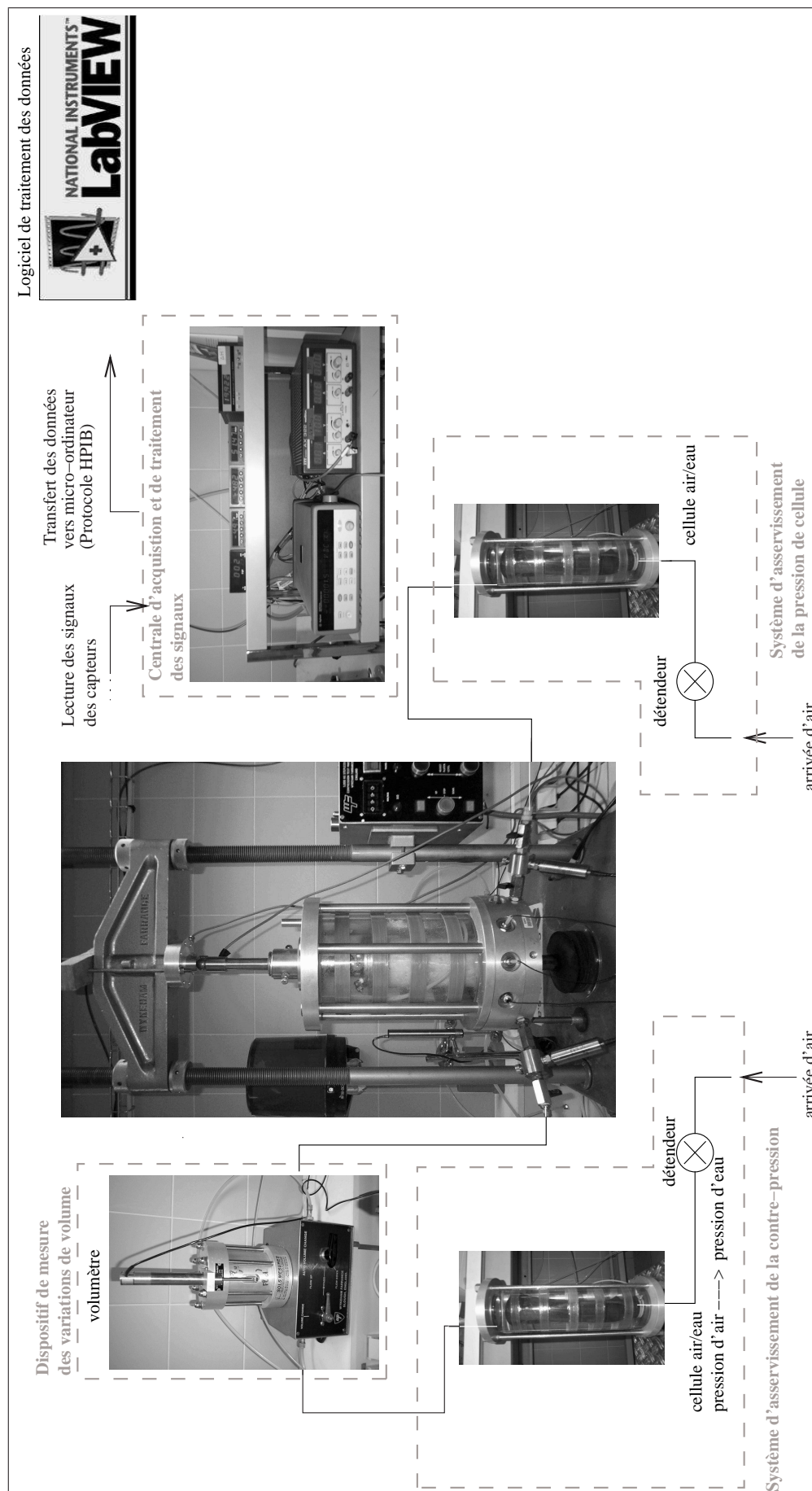


FIG. 2.1 – Vues de la cellule triaxiale "phi 100" et des dispositifs annexes.

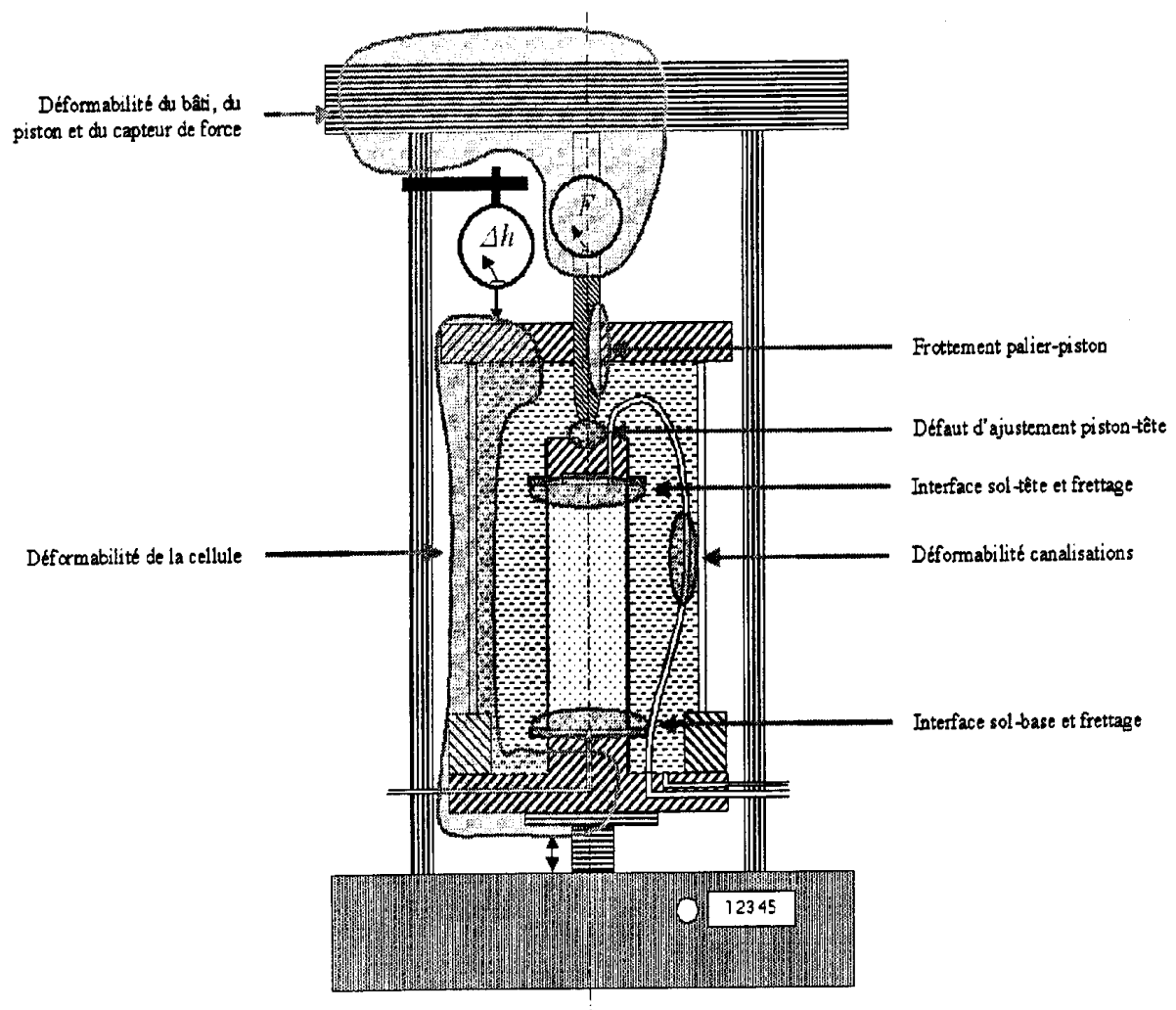


FIG. 2.2 – Sources d'erreurs potentielles rendant un montage triaxial classique inapproprié pour des essais en petites déformations (Dufour-Laridan, 2001)

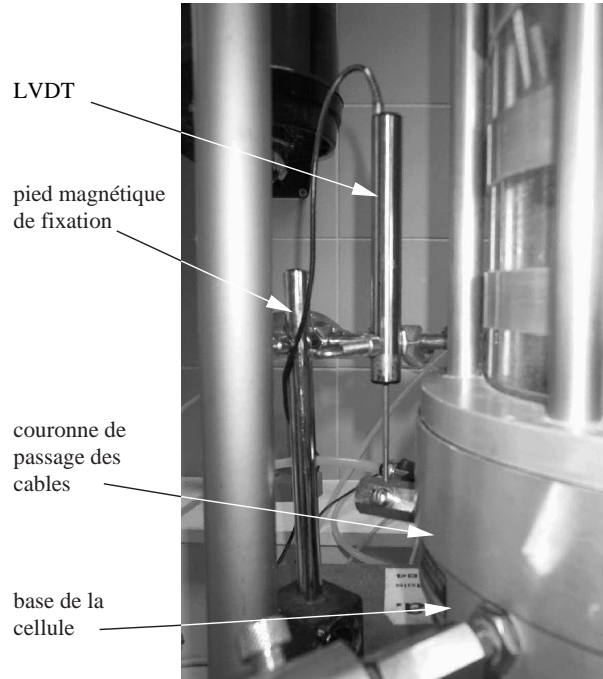


FIG. 2.3 – Dispositif de mesure de déformation axiale de l'éprouvette : mesure externe

Le dispositif de mesure est constitué de deux parties fixées par collage sur l'éprouvette. La première partie est composée d'un bras en aluminium au bout duquel se trouve un aimant. La seconde partie du dispositif est constituée d'un support sur lequel est fixé un capteur à effet Hall. Le capteur à effet Hall est un semi-conducteur dont la polarité : V_H (tension de Hall) dépend de la variation d'intensité du champ magnétique B_V induite par le déplacement de la masse polaire. Le semi-conducteur est traversé par un courant électrique d'intensité I reliée à la tension de Hall par la relation :

$$V_H = K.I.B_V$$

où

- K représente la constante de Hall et ;
- B_V correspond à la composante verticale du champ magnétique.

Nous avons utilisé des capteurs à effet Hall de marque GDS permettant une mesure de la déformation axiale avec une précision inférieure à $5,7 \mu m$ dans la gamme de mesure utilisée.

Illustrons maintenant le calcul de la déformation axiale en prenant comme exemple le cas d'une éprouvette de sable soumise à un chargement triaxial. La figure 2.5 montre l'évolution

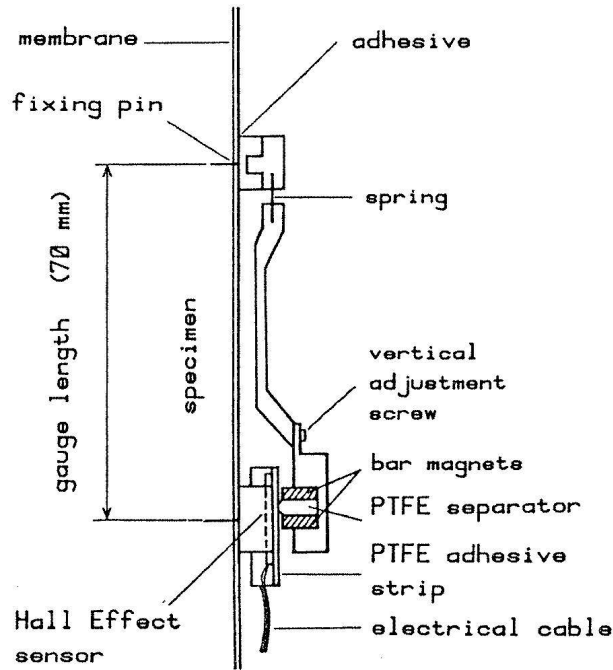


FIG. 2.4 – Dispositif de mesure locale de déformation axiale de l'éprouvette : (a) schéma du dispositif (Dufour-Laridan, 2001) ; (b) vue du dispositif

de la tension de sortie V_H d'un des deux capteurs de déplacement axial. Pendant la première phase, l'éprouvette n'est pas sollicitée mais on note une évolution presque linéaire de V_H . On note par la suite un brusque changement de pente qui correspond au début du chargement de l'échantillon.

La variation de tension enregistrée avant le début de la déformation effective de l'éprouvette, correspond à une "dérive" du capteur qui peut être causée par le facteur environnemental qu'est la température (Dufour-Laridan, 2001). Afin de vérifier cette hypothèse, nous avons placé les capteurs à l'intérieur de la cellule remplie d'eau. Nous avons effectué un enregistrement de la réponse des capteurs sans les fixer sur une éprouvette. La figure 2.6 montre une dérive du signal et la valeur du coefficient de dérive correspond à peu près à la dérive observée lorsque les capteurs sont montés sur une éprouvette.

Cette variation du signal peut être causée également par une déformation effective de l'éprouvette après l'application et le maintien de la contrainte de consolidation isotrope qui précèdent le cisaillement de l'éprouvette. Dans ce cas, l'occurrence de ces déformations re-

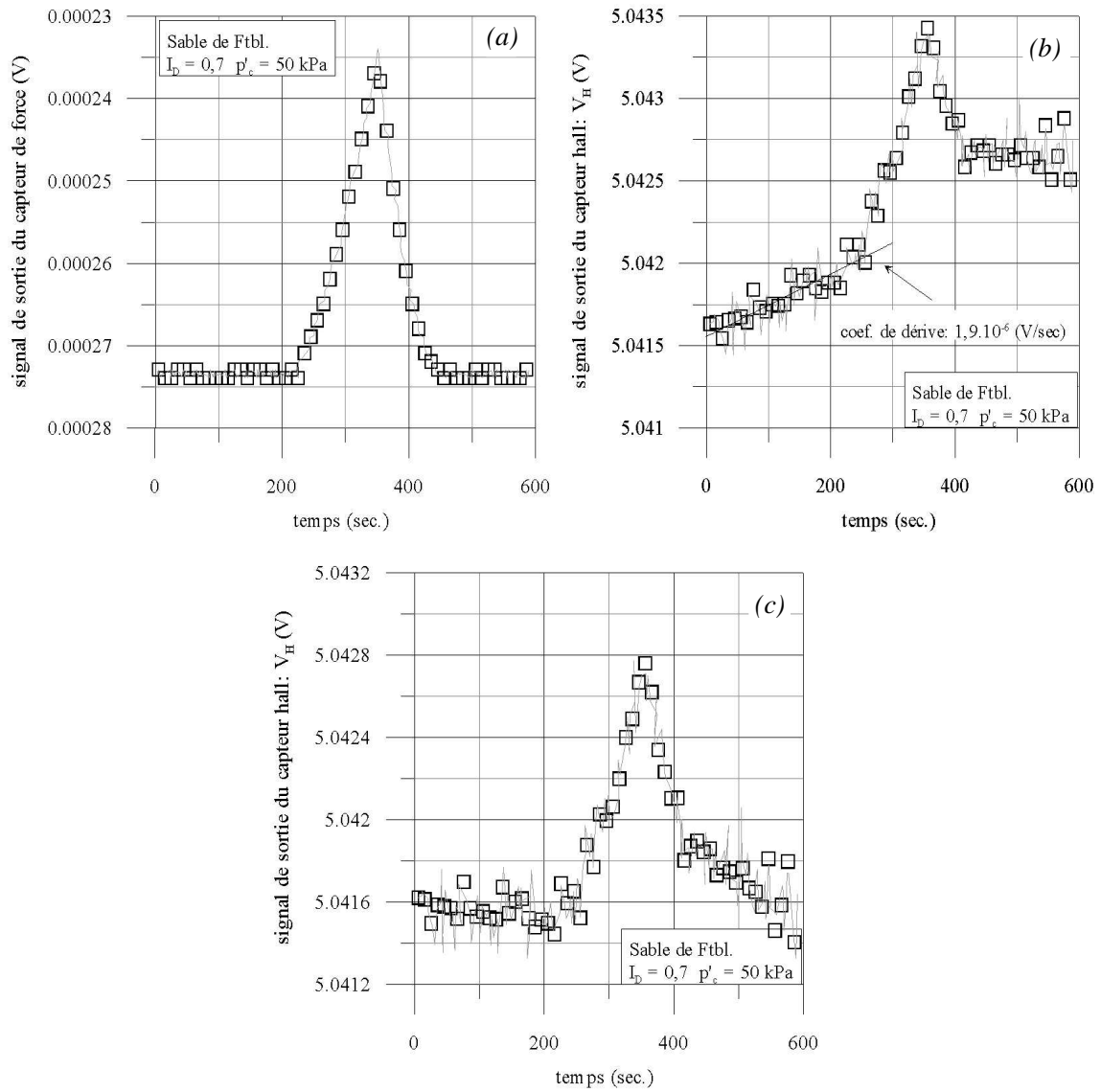


FIG. 2.5 – Illustration de la correction de la dérive du signal des capteurs à effet Hall : (b) valeurs brutes ; (c) valeurs corrigées

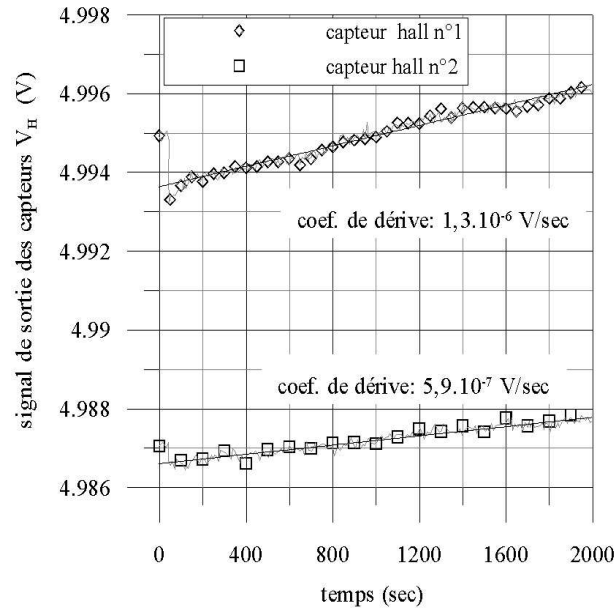


FIG. 2.6 – Enregistrement de la dérive des capteurs à effet Hall

tardées serait due au fait que lors de l'application de la pression de consolidation, bien qu'on soit en conditions drainées, de faibles surpressions interstitielles se développeraient et prendraient un certain temps pour se dissiper. Pour vérifier cette hypothèse, nous présentons sur la figure 2.7 l'évolution de la pression de confinement, celle de la réponse d'un capteur de déplacement axial et celle des surpressions interstitielles lors de l'application de la contrainte de consolidation $p'_c = 50$ kPa. Les figures 2.7b et 2.7c montrent que l'accroissement de la contrainte de compression isotrope s'accompagne d'un développement d'une surpression interstitielle d'environ 0,3 kPa. Ces surpressions se stabilisent immédiatement avec le maintien de la pression de consolidation à 50 kPa. La figure 2.7a montre que, malgré une stabilisation de ces contraintes, la valeur du signal du capteur à effet Hall continue de croître.

Nous pensons donc que cette dérive est sûrement due à l'échauffement du capteur qui est un semi-conducteur. Cette augmentation de température, due au passage d'un courant électrique, modifie la valeur de la constante de Hall et entraîne une variation du signal de sortie bien que le champ magnétique dans lequel baigne le capteur soit constant.

Pendant la durée d'un essai à faible amplitude de déformation : 2 à 3 minutes, nous faisons l'hypothèse selon laquelle cette dérive évolue linéairement avec le temps et nous corrigeons les valeurs des tensions enregistrées tout au long de l'essai, en déduisant des valeurs brutes, les

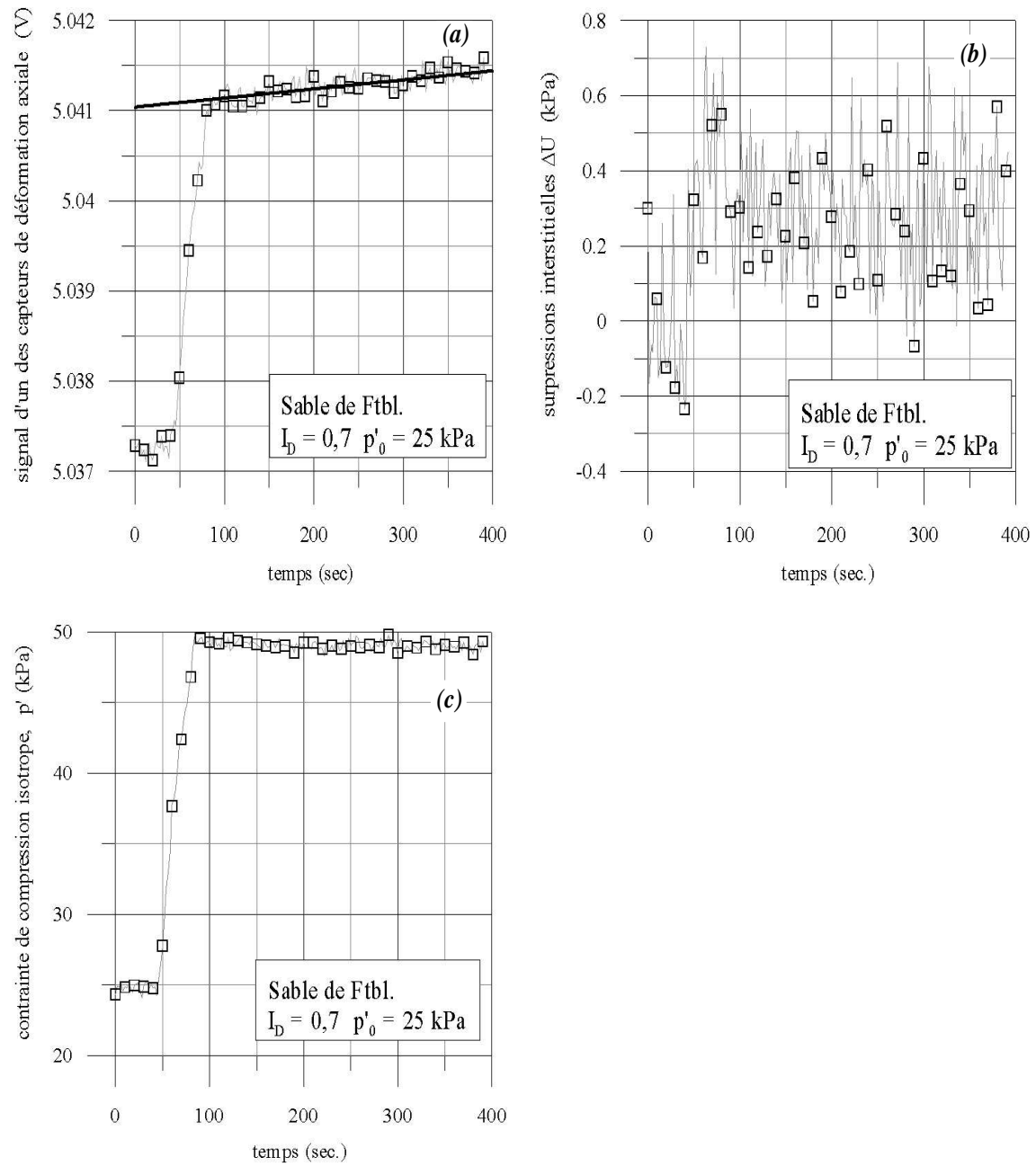


FIG. 2.7 – Vérification de l'effet de la dissipation lente des surpressions interstitielles lors de la consolidation isotrope

valeurs théoriques de la tension de dérive (Figure 2.5). Sans cette correction, la déformation axiale de l'éprouvette peut être surestimée de 10% environs.

La déformation axiale correspond au rapport

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta l}{l_0}$$

où

- Δl représente le rapprochement ou l'éloignement des deux points de fixation du system de mesure,
- l_0 correspond à la distance entre ces deux points d'attache : cette mesure est faite avec un pied à coulisse d'une précision de $20\mu m$.

Afin que la déformation axiale mesurée localement soit plus représentative de la déformation globale de l'éprouvette, deux systèmes de mesure sont fixés en opposition diamétrale sur l'éprouvette. La figure 2.8 montre la réponse des deux capteurs lorsqu'une éprouvette de sable est soumise à un chargement triaxial. La différence entre les deux déformations axiales $\varepsilon_{a,1}$ et $\varepsilon_{a,2}$ peut être attribuée à une hétérogénéité de l'arrangement granulaire ou une excentricité de l'effort vertical. La déformation axiale globale ε_a est calculée en faisant la moyenne de $(\varepsilon_{a,1}, \varepsilon_{a,2})$.

2.1.2 Dispositif de mesure de la déformation radiale

La mesure la déformation radiale de l'éprouvette : ε_r est réalisée en utilisant également des capteurs à effet Hall mais le dispositif de mesure est différent : le bras aimanté et le capteur sont fixés sur des arcs de cercles qui entourent l'éprouvette. La figure 2.4 montre une vue du dispositifs fixé sur une éprouvette et la figure 2.9 illustre la méthode de calcul de la déformation radiale de l'échantillon. Le principe de la mesure consiste à évaluer la variation de diamètre de l'éprouvette sur la section centrale de celle-ci. La déformation radiale ε_r est donnée par la relation suivante :

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta r}{r}$$

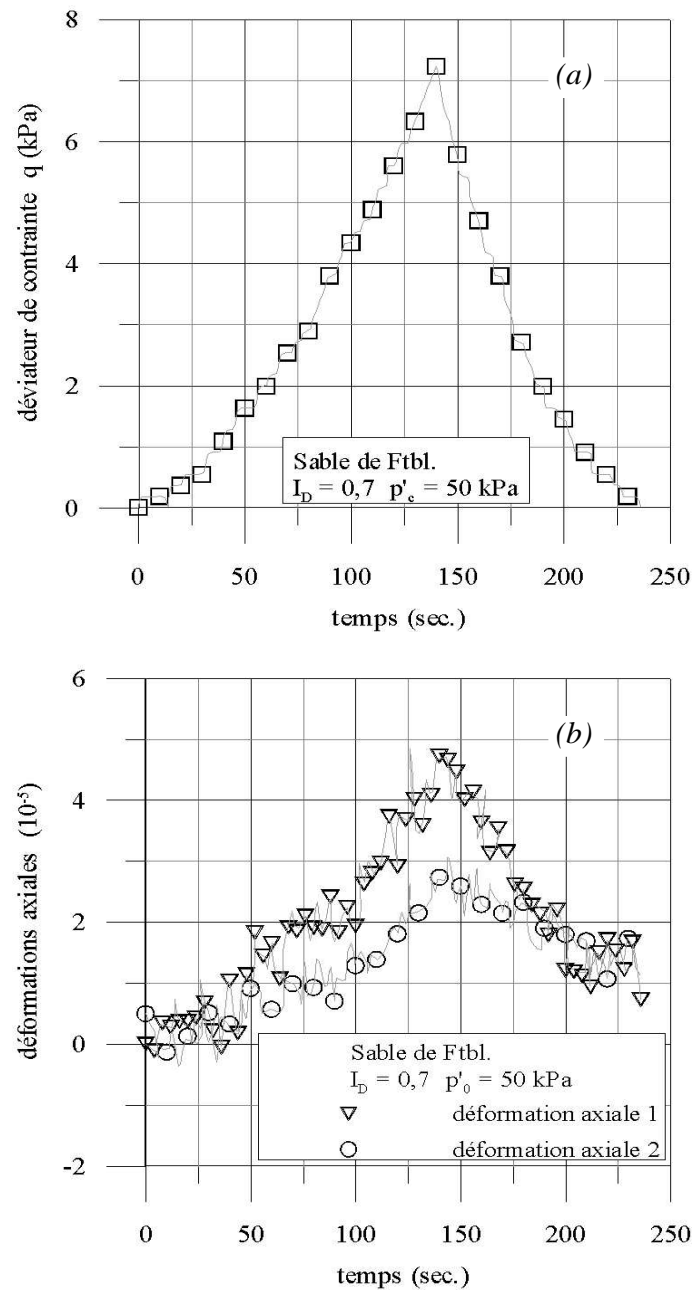
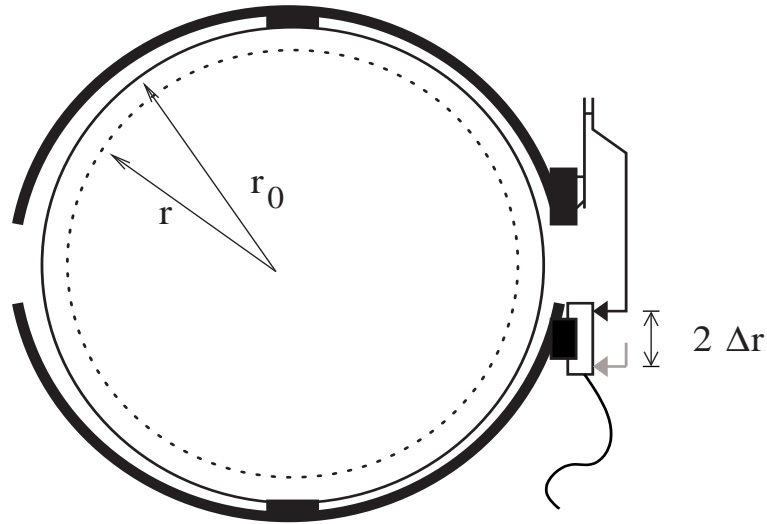


FIG. 2.8 – Essai de compression triaxiale en petites déformations : (a) évolution de déviateur des contraintes ; (b) évolution des déformations axiales.



..... déformée de l'éprouvette

$$\Delta r = r_0 - r$$

FIG. 2.9 – Principe du système de mesure des déformations radiales

2.1.3 Dispositifs de mesure des déformations volumiques

(a) Mesures externes

Lors de la phase de consolidation isotrope et lors de la réalisation des essais de compression triaxiale menés jusqu'à la rupture de l'éprouvette, les variations de volume de l'échantillon sont mesurées en quantifiant le volume d'eau drainé dans l'éprouvette.

Le dispositif de mesure utilisé est un volumètre de marque Whykeham Farrance de capacité de 100 cm^3 . Cet appareil est placé en série entre le système d'asservissement de la contre pression et la sortie de drainage de la cellule (Figure 2.1). Le système est constitué d'une enceinte hermétique à l'intérieure de laquelle coulisse une membrane. Le déplacement de celle-ci sous l'effet du flux d'eau drainée par l'éprouvette de sol, est mesuré par un capteur LVDT. La figure 2.10 présente un schéma illustrant le principe de mesure de variation de volume de l'échantillon.

Selon le constructeur, ce dispositif de mesure à une précision de $\pm 0,05 \text{ ml}$. Cette précision n'est valable que dans les conditions d'utilisation suivantes :

- l'éprouvette et le circuit d'asservissement de la contre-pression sont parfaitement saturés,
- le fluide drainé est incompressible (c'est le cas de l'eau),

- les éléments du circuit de drainage (tuyaux et raccords) sont indéformables.

La déformation volumique : ε_v de l'éprouvette est donnée par la relation suivante :

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta V}{V}$$

où :

- ΔV correspond au volume d'eau drainé par l'échantillon et donc à la variation de volume de celui-ci (l'échantillon étant saturé en eau) ;
- V représente le volume de l'éprouvette.

Dans le cas des éprouvettes de sol grossier modèle, V comprend le volume de grains de la matrice, celui des vides, ainsi que celui des inclusions, même si ces dernières sont considérées comme étant indéformables.

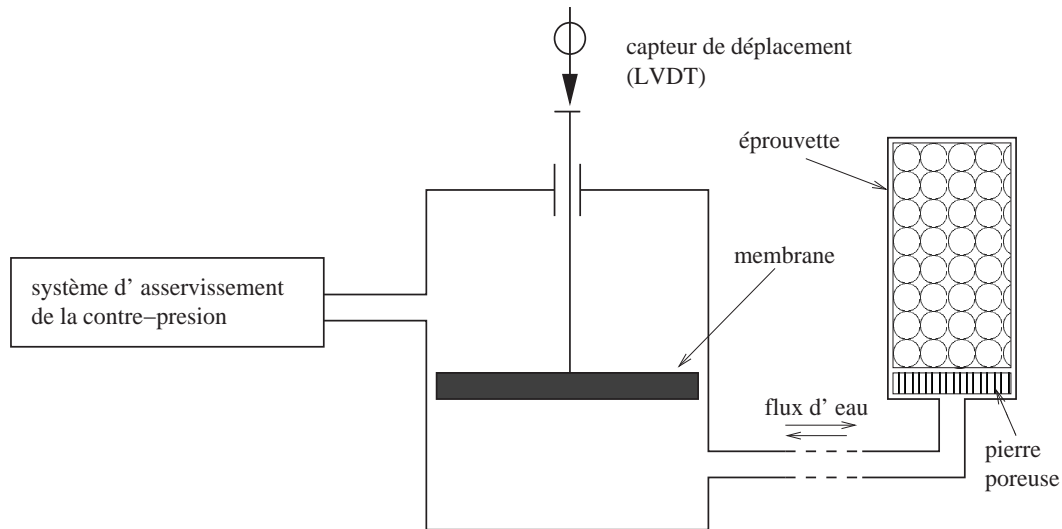


FIG. 2.10 – Principe du système de mesure des variations de volume

2.1.3.1 Mesures locales

La seconde méthode dont nous disposons pour mesurer les variations de volume de l'éprouvette consiste à calculer la déformation volumique ε_v de celle-ci à partir de la relation suivante :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2 \times \varepsilon_r \quad (2.1)$$

où :

- ε_a correspond à la déformation axiale
- ε_r représente la déformation radiale

La méthode de mesure locale de ε_a et ε_r ont été présentées précédemment.

Afin d'illustrer le calcul de la variation de volume à partir des mesures locales, nous présentons les réponses des capteurs de déformation axiale et radiale lorsque qu'une éprouvette de sable de Fontainebleau soumise à une compression isotrope, subit une diminution de volume. La figure 2.11 montre que bien que le chargement est isotrope, les déformations axiale et radiale sont différentes.

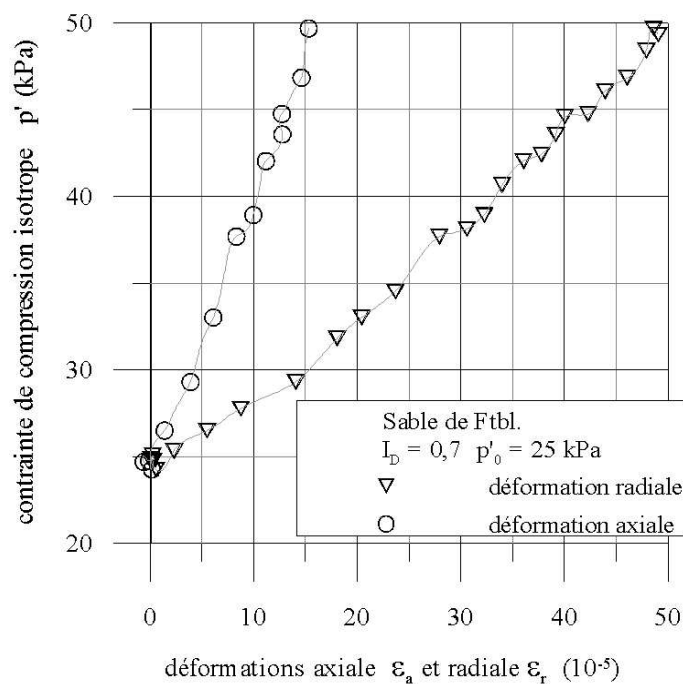


FIG. 2.11 – Illustration de l'anisotropie de l'éprouvette induite par son mode fabrication

Cette anisotropie du tenseur des déformations est induite par le mode dépôt du matériau dans le moule de préformage. En effet, l'opération de compactage effectuée lors de la mise place du matériau, constitue un chargement orthotrope de révolution. Il est donc normal de constater que l'amplitude de la déformation radiale soit plus importante que la déformation axiale.

On se propose maintenant, de comparer les deux méthodes de mesure de la déformation volumique. A cet effet, nous la figure 2.12 montre que la mesure de ε_v faite en évaluant le

volume d'eau drainé par l'éprouvette, conduit à une surestimation des déformations volumiques. Cet écart est dû au fait que la mesure des déformations volumiques effectuées en utilisant cette méthode intègre la déformation du système de mesure (membrane) ainsi que celle du circuit de drainage (tubulures et connexions).

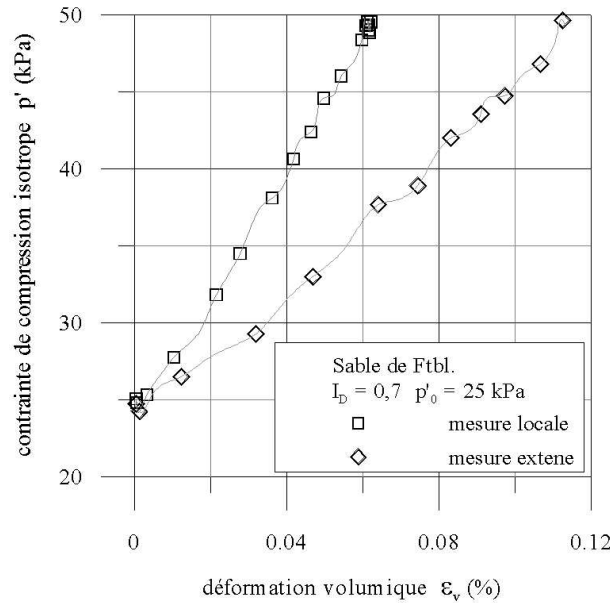


FIG. 2.12 – Courbes comparatives de déformations volumiques

2.1.4 Dispositifs de mesure de l'effort vertical

Afin que la mesure de l'effort vertical n'intègre pas les efforts de frottement entre le piston et le couvercle de la cellule, le capteur d'effort est placé à l'intérieur de la cellule. C'est un capteur de force immergeable, de marque GDS, sa capacité de mesure est de 32 kN et sa précision est de l'ordre de $1/1000^{ime}$.

Selon le type d'essai à réaliser, deux types de liaisons entre le piston et la tête de l'éprouvette peuvent être utilisés.

Pour les essais de compression triaxiale menés jusqu'à la rupture, l'embase supérieure de l'éprouvette est équipée d'une rotule qui est en contact plan avec le bout de piston (Figure 2.13). Ce type de liaison évite le développement de moments qui peuvent être dû à un défaut d'horizontalité de la face supérieure de l'éprouvette. Le second avantage de cette liaison est qu'elle permet le développement libre d'une bande de cisaillement. En effet, lors

du développement d'un plan de rupture en cisaillement, la rupture de l'éprouvette par glissement relatifs de deux blocs se traduit par l'apparition d'une composante horizontale du déplacement de la tête de l'échantillon.

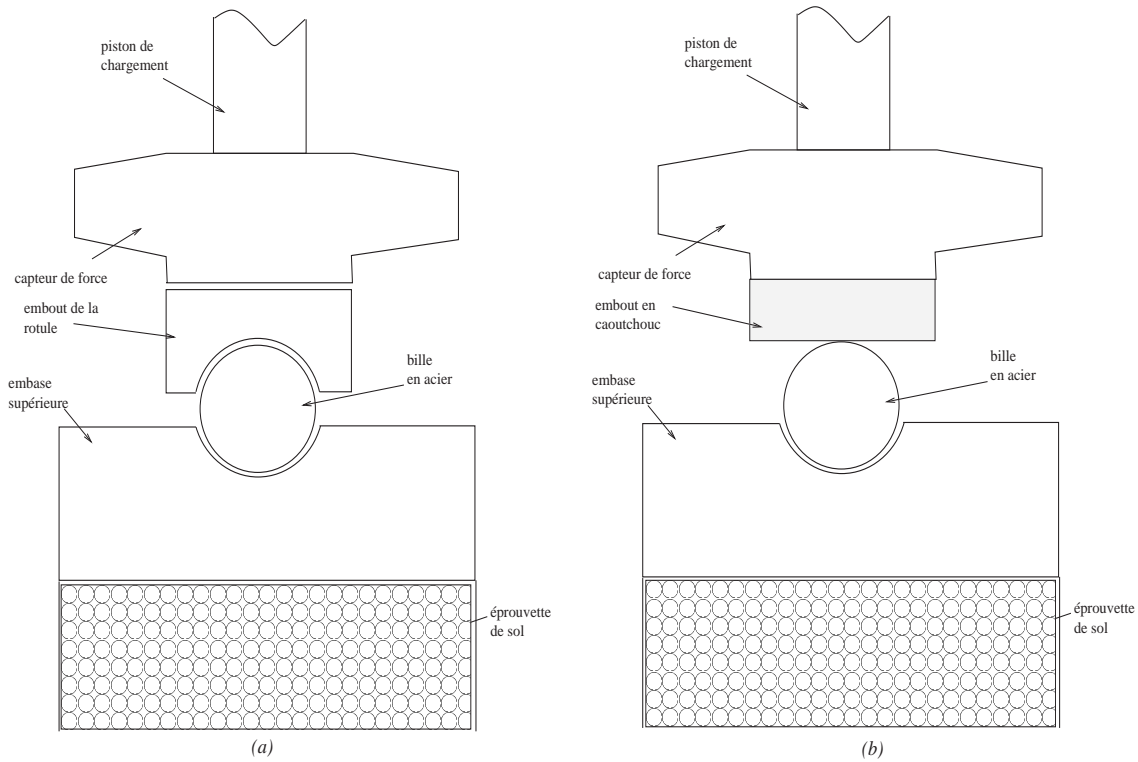


FIG. 2.13 – Dispositif de transmission de l'effort vertical sur l'éprouvette ; (a) cas des essais à la rupture ; (b) cas des essais en petites déformation

Pour effectuer des essais triaxiaux en petites déformations, la partie supérieure de la rotule est enlevée et un embout en caoutchouc est collé sur le bout du piston (Figure 2.13). Grâce à cet embout, les essais peuvent être réalisés en choisissant des vitesses de déplacement du plateau plus élevées que ne l'exige ce type d'essais. En effet pour avoir le temps de mesurer de très faibles amplitudes de déformation (par exemple 10^{-5}), la vitesse de déplacement doit être faible . Cependant, à de faibles vitesses de déplacement, lorsque l'on souhaite réaliser un cycle de charge/décharge en petites déformations, l'inversion du sens de déplacement du plateau n'induit pas un déchargement immédiat de l'éprouvette. Ce temps de latence correspond au temps nécessaire pour que le "jeu" entre les crans des engrenages soient rattrapées. Pendant ce laps de temps la valeur du déviateur varie peu mais l'éprouvette semble se dé-

former (Figure 2.14). Cet artéfact expérimental semble donc préjudiciable pour la qualité de la mesure et l'utilisation d'un tampon en caoutchouc semble une bonne solution.

2.1.5 Dispositifs d'asservissement de la pression de confinement et de contre-pression

Le dispositif d'asservissement des pressions d'eau est constitué d'un détendeur permettant de réguler la pression d'air provenant d'un compresseur. Cette pression d'air régulée est transformée en pression d'eau par le biais d'une cellule air-eau (Figure 2.1). La capacité de régulation des détendeurs est suffisante ($\Delta p < 0,3 \text{ kPa}$) pour que l'état de contrainte lors des essais reste constant. Ce point est très important pour la réalisation des essais en petites déformations, car une variation de 1 kPa de la pression de confinement peut induire une déformation axiale de l'ordre de 10^{-5} , ce qui ne serait pas acceptable, lorsque l'on cherche à mesurer des modules de déformation à $2 \cdot 10^{-5}$ ou $3 \cdot 10^{-5}$.

La pression de confinement et la pression interstitielle sont mesurées avec des capteurs de pression à membrane ayant une capacité de mesure de 1000 kPa. Ces capteurs sont connectés à une chambre de purge afin d'assurer la saturation des circuits de mesure : ces chambres de purge permettent l'évacuation de bulles d'air éventuelles.

2.1.6 Procédure expérimentale

Après la fabrication d'une éprouvette selon le procédé décrit dans la section 2.3.4. Les systèmes de mesure locale sont collés sur l'éprouvette à des emplacements préalablement marqués sur la membrane. Puis la procédure classique d'essai triaxial est suivie : circulation de CO_2 , saturation en eau désaérée, consolidation isotrope. On poursuit l'essai en appliquant un déviateur de contrainte q jusqu'à ce que l'éprouvette se déforme axialement d'environ $4 \cdot 10^{-5}$. Puis on décharge axialement l'éprouvette en ramenant la valeur de q à 0.

Lorsque c'est nécessaire, l'éprouvette est amenée à un état de contrainte isotrope p'_c dont la valeur est supérieure à la précédente. Puis le même cycle de chargement déviatorique est répété (Figure 2.15). Nous avons vérifié si le chargement déviatorique aussi faible soit-il, n'induisait pas d'anisotropie susceptible de modifier significativement la valeur du module lorsque l'éprouvette est amenée à un nouvel état de contrainte isotrope. Pour ce faire, nous

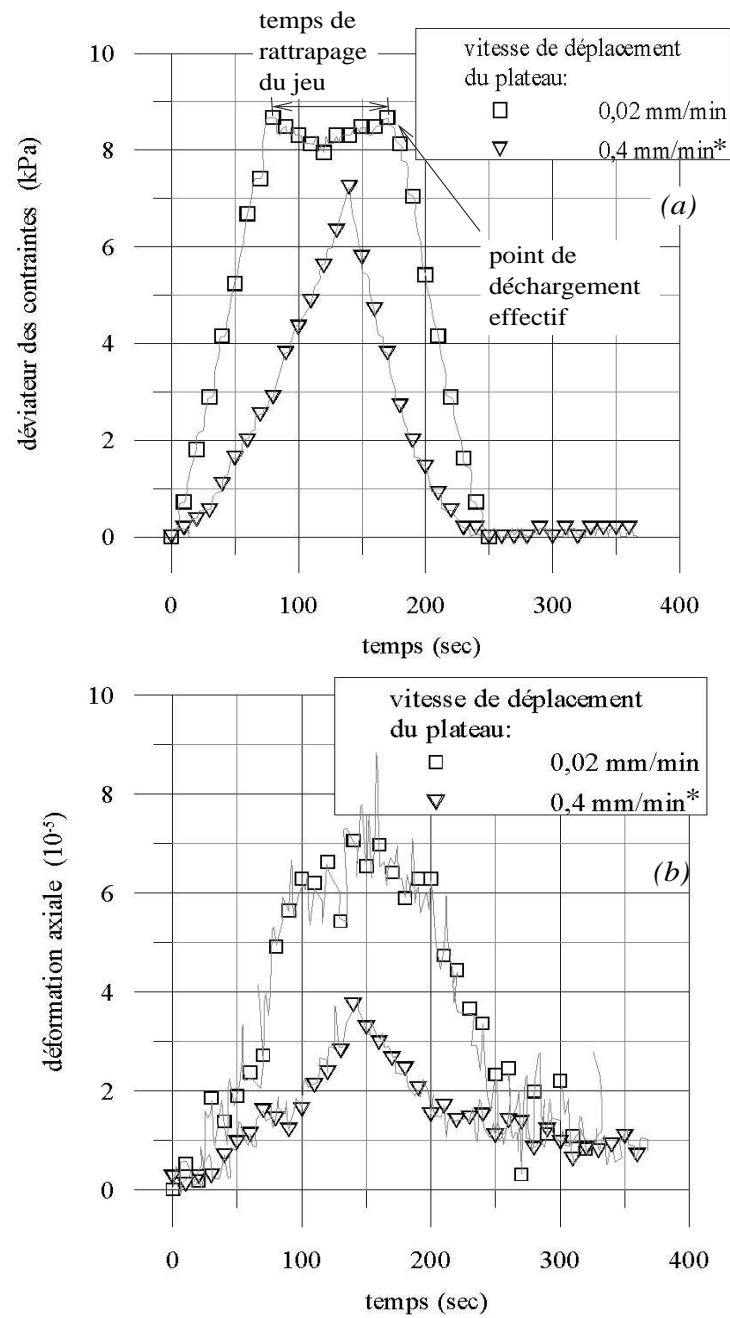


FIG. 2.14 – Illustration de l'effet du jeu de la presse : essais de compression triaxiale (charge/décharge) sur des éprouvettes de sable.

avons comparé les valeurs des modules de déformation d'une éprouvette préchargée à celui d'une éprouvette non préchargée : aucun écart significatif n'est constaté.

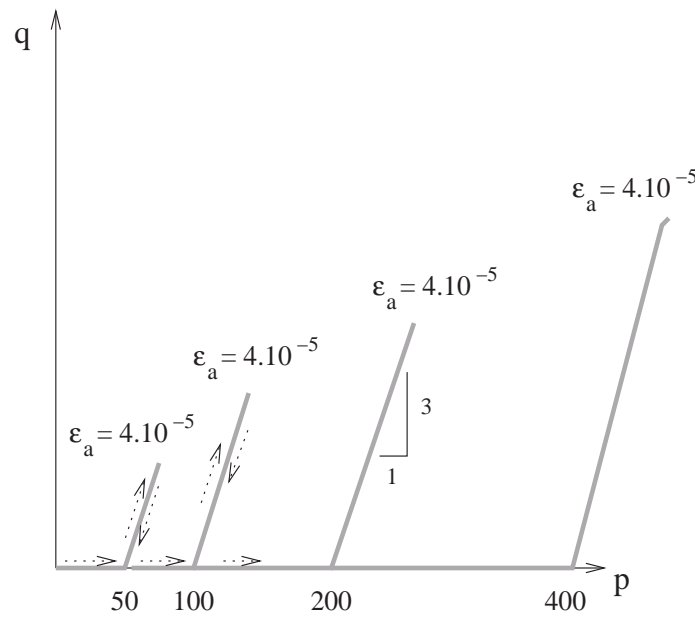


FIG. 2.15 – Illustration du chemin de chargement imposé à l'éprouvette lors d'un essai triaxial en petites déformations.

2.2 Triaxial de grande dimension

Ce dispositif expérimental a été développé pour caractériser le comportement mécanique des matériaux naturels comportant des éléments de grande taille. On peut donc réaliser avec ce dispositif, des essais sur des sols grossiers ou des micro-ballast. Les éprouvettes de dimension $h=600$ mm ; $\phi=300$ mm peuvent être testées sous un chemin de chargement triaxial en régime monotone ou cyclique. Le dispositif est constitué d'une cellule triaxiale reposant sur une dalle d'essai ($2m50 \times 2m00$), équipé d'un bâti de chargement d'un encombrement de $3m50 \times 2m00 \times 1m30$ (Figure 2.16).

Dans ce qui suit, nous apportons quelque éléments de précisions sur les différents dispositifs de mesure utilisés. Ensuite, nous décrivons la procédure expérimentale que nous avons suivie pour effectuer des essais de compression triaxiale sur le sol grossier modèle.

2.2.1 Dispositif de chargement vertical

Le dispositif de chargement est constitué d'un vérin hydraulique de marque MTS et ayant une capacité de ± 500 kN. Ce vérin peut être asservi en force ou en déplacement par un logiciel de commande ("Teststar") via un boîtier d'interface (Figure 2.17). La régulation de l'effort ou du déplacement de consigne est faite par une servo-valve qui contrôle en boucle la pression hydraulique du vérin.

Le vérin permet de mettre en mouvement un piston qui coulisse à travers le couvercle de la cellule. Le piston est constitué en son extrémité par une pièce sphérique qui permet d'avoir une liaison de type "rotule" lors du chargement de l'éprouvette.

La précision de la mesure de l'effort vertical est inférieure à 0,25 kN.

2.2.2 Dispositif de mesure des déformations de l'éprouvette

2.2.2.1 Déformation axiale

Pour évaluer la déformation axiale de l'échantillon, on mesure le déplacement du piston dès que celui-ci est en contact avec l'éprouvette. La mesure est effectuée par un LVDT dont la précision de mesure est inférieure à 0,3 mm et dont l'étendue de mesure vaut 150 mm. Ce capteur de déplacement est intégré dans le châssis du vérin.

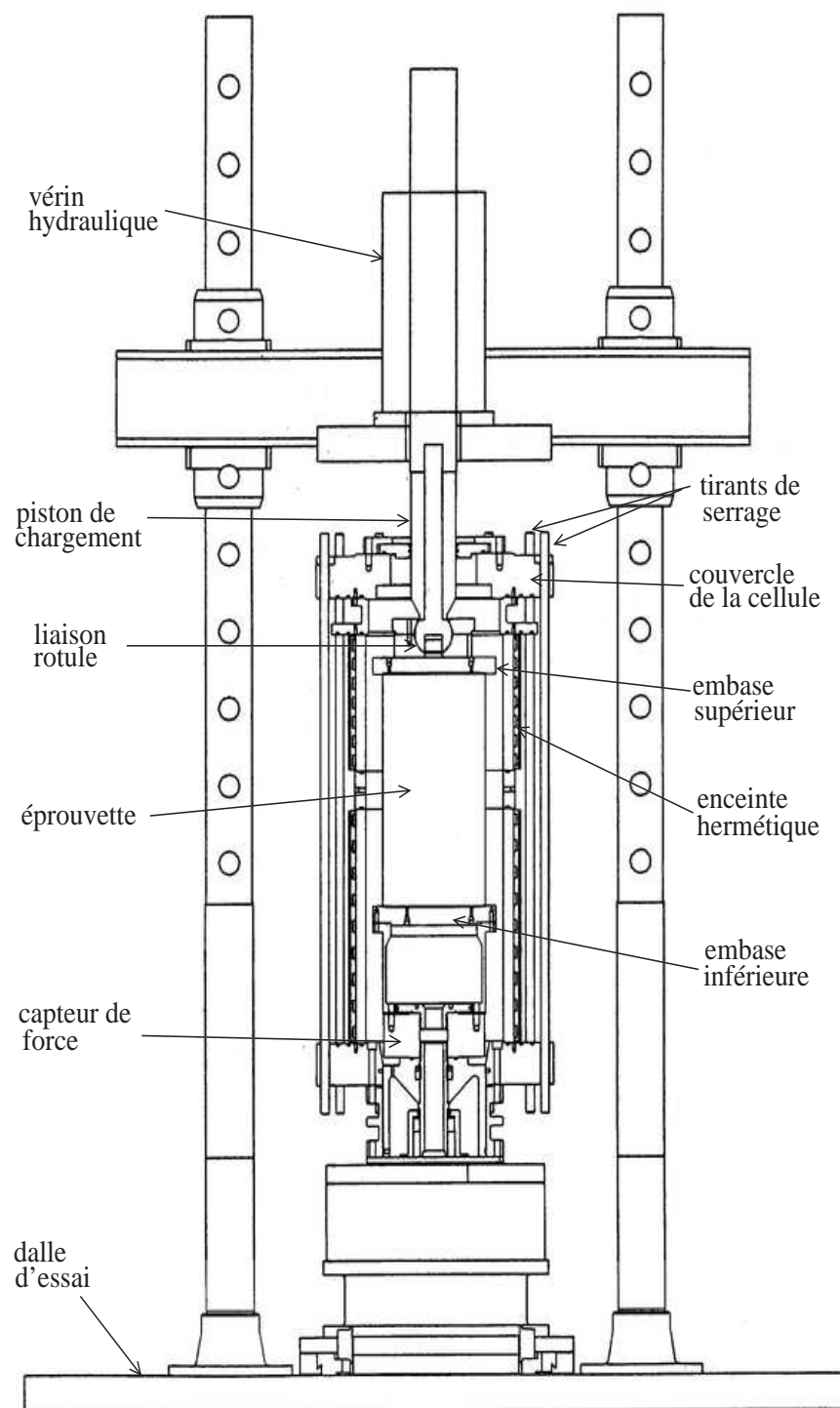


FIG. 2.16 – Schéma du dispositif triaxial de grande dimension.

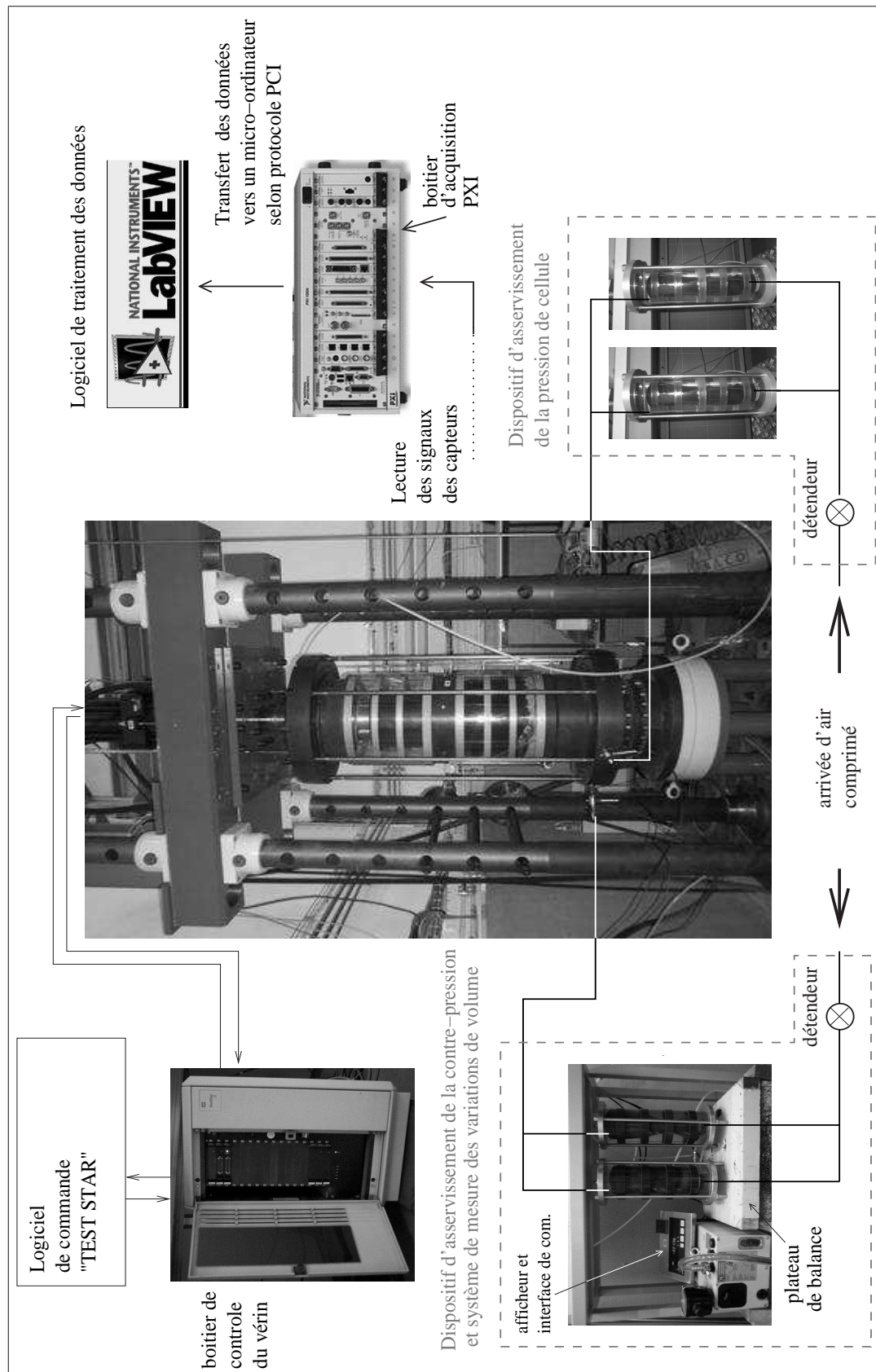


FIG. 2.17 – Vues de la cellule triaxiale de grandes dimensions et des dispositifs annexes.

2.2.2.2 Déformation volumique

La détermination de la déformation volumique est faite en évaluant le volume d'eau drainé par l'échantillon dans le circuit d'application de la contre-pression. Ce circuit est constitué de deux cellules air-eau et de tubes de drainage, et est saturé en eau. Les cellules sont placées sur une balance et les variations de masses sont enregistrées en temps réel sur un micro-ordinateur via une liaison série (Figure 2.17). Lorsque l'éprouvette se contracte, l'eau interstitielle est expulsée de l'éprouvette vers le circuit, cela entraîne une augmentation de masse des cellules air-eau. Inversement, la dilatance de l'échantillon se traduit par une perte de masse des cellules air-eau.

La balance a une précision de 1 gramme, ce qui correspond, pour le système de mesure de variation de volume, à une précision de 1 cm^3 .

2.2.2.3 Procédure d'essai

Dans un souci de bonne reproductibilité d'essai, la procédure d'essai suivie correspond à celle que nous avons suivie pour les essais triaxiaux menés à la rupture avec le dispositif de dimension moyenne.

La figure 2.18 illustre la réalisation d'un essai. L'éprouvette est fabriquée en déversant le matériau dans un moule de préformage(*a*), l'échantillon étant maintenu par une dépression qui lui est appliquée et les différentes parties du moule sont enlevées(*b ; c*). Les divers éléments qui constitueront le corps de la cellule, sont empilés les uns sur les autres (*d*). Puis la cellule reposant sur un chariot coulissant sur des rails, est amenée à l'aplomb du piston. Le couvercle est descendu et la cellule est fermée hermétiquement par des tirants de serrage(*e*).

2.2.3 Validation du dispositif triaxial de grande taille

Afin de valider le bon fonctionnement de ce dispositif prototype, nous avons réaliser des essais triaxiaux monotones sur un sable de référence : le sable de Fontainebleau. Nous avons comparé les résultats obtenus sur ce dispositif à ceux obtenus, avec le même matériau et dans les mêmes conditions d'essai, sur le dispositif de taille moyenne ($\phi 100$).

Les résultats sont présentés sur la figure 2.19. Les valeurs des déviateurs maximaux ainsi que celles du taux de dilatance à la rupture sont répertoriées dans le tableau 2.1. On note une



FIG. 2.18 – Illustration de la procédure de réalisation d'un essai sur le dispositif triaxial de grande taille.

bonne reproductibilité des essais, tant en termes d'effort de résistance au cisaillement, qu'en termes de déformations volumiques.

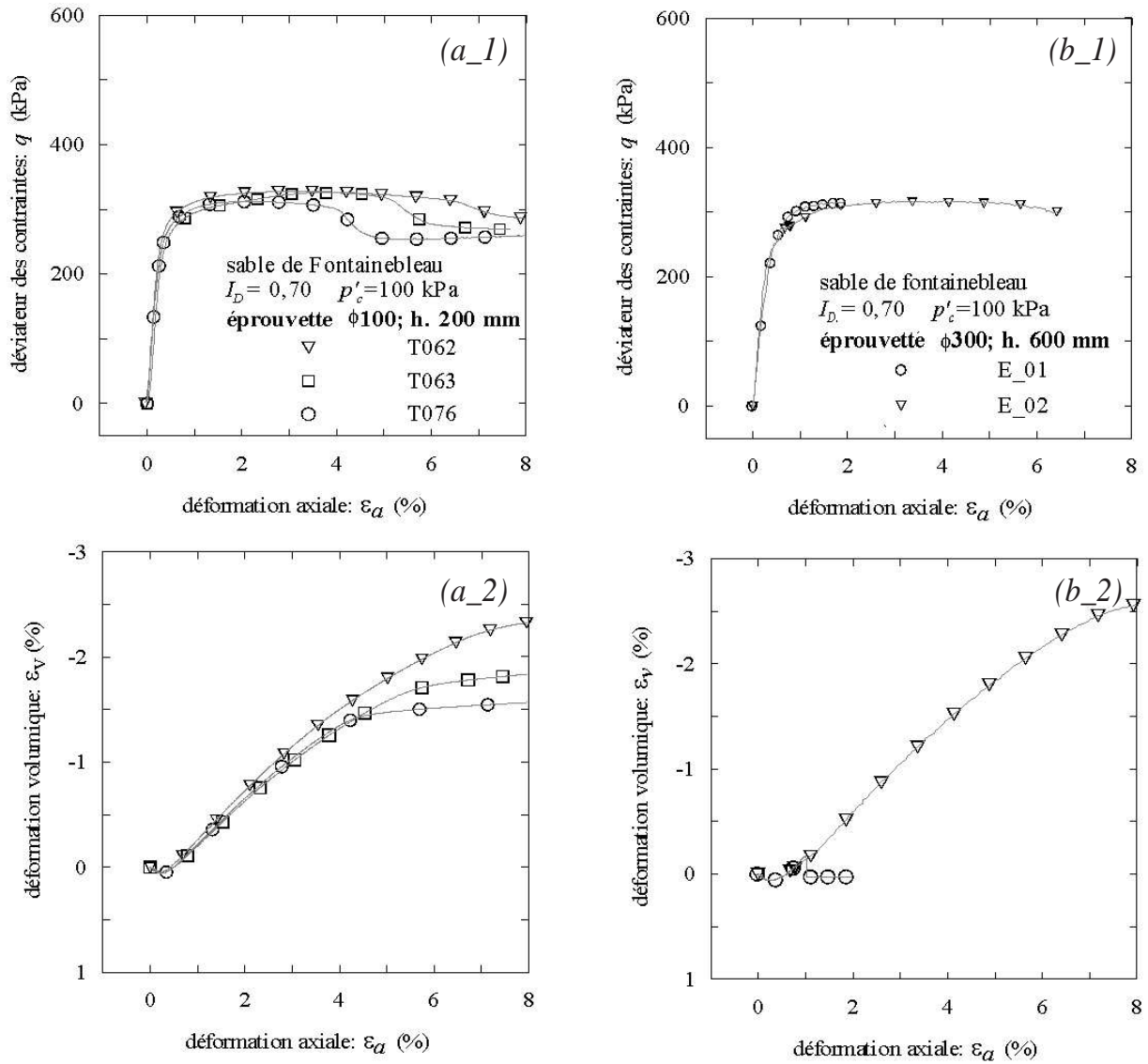


FIG. 2.19 – Vérification de la reproductibilité des essais : (a-1) et (a-2) essais sur dispositif $\phi 100$; (b-1) et (b-2) essais sur dispositifs $\phi 300$.

TAB. 2.1 – Influence de la taille des éprouvettes, vérification de la reproductibilité (tableau de valeurs)

No. essai	dimensions éprouvettes	q_{max} (kPa)	$q_{max,moyen}$ (kPa)	α	α_{moyen}
T063	ϕ 100 mm ; h. 200 mm	328	319	0,28	0,36
T064		317		0,40	
T076		312		0,41	
E01	ϕ 300 mm ; h. 600 mm	316	316,5	*	0,47
E02		317		0,44	

2.3 Définition et composition du sol modèle.

2.3.1 Définition

Le sol modèle dont nous proposons d'étudier le comportement, est un sol grossier présentant deux principales caractéristiques.

La première caractéristique est celle d'avoir une distribution granulométrique binaire, c'est à dire constituée de deux ensembles de taille de grains : les inclusions et la matrice. En définissant le sol grossier modèle en ces termes, il semble logique de se poser la question suivante : "Comment distingue t'on la matrice des inclusions ?"

L'étude bibliographique a montré qu'il existaient deux critères pour distinguer les deux fractions granulométriques. La première option consiste à considérer que les inclusions sont les éléments dont la taille est supérieure à environs 4,5 mm, cette valeur correspond à peu près à l'ouverture de tamis n°4 qui constitue selon la classification USCS, la frontière entre la classe granulométrique des sables et celle des graviers. Une seconde option consiste à définir les inclusions comme étant les éléments du sol grossier dont la taille est trop élevée pour qu'ils puissent faire partie d'une éprouvette de sol qui sera testée en laboratoire et dont la taille est limitée par la capacité du dispositif.

Nous avons choisi un critère qui dépend exclusivement de la distribution granulométrique du matériau. En effet, pour distinguer la matrice des inclusions, nous nous sommes basés sur le critère suivant : le rapport entre la taille moyenne des constituants de la matrice ($d_{50,mat.}$) et

celle des inclusions ($d_{50,incl.}$), $\frac{d_{50,incl.}}{d_{50,mat.}}$ doit être supérieur à 10. Nous avons choisi cette valeur seuil afin de pouvoir considérer que la matrice est homogène par rapport aux inclusions.

Les éléments qui constituent la seconde caractéristique du sol modèle concernent l'arrangement des inclusions.

Dans un volume de sol modèle, les inclusions ont une répartition polydispersée, elles peuvent être réparties de façon périodique ou aléatoire. De plus, on fait l'hypothèse qu'au sein d'un échantillon de sol, les inclusions sont non jointives. La proportion d'inclusions et le mode fabrication des éprouvettes sont choisis de façon à s'assurer de la validité de cette hypothèse.

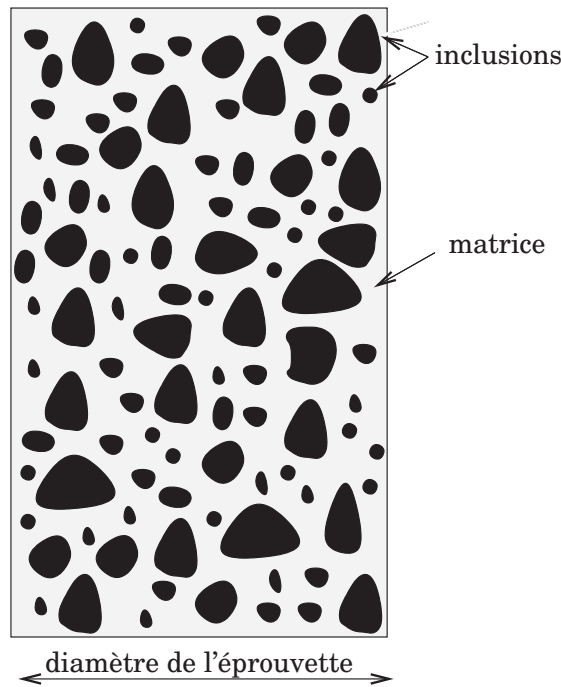


FIG. 2.20 – Représentation schématique d'un sol grossier modèle

2.3.2 Choix des constituants

D'une manière générale, la fraction matricielle du sol grossier modèle peut être de nature quelconque : elle peut être constituée de sable, de limon, d'argile ou d'un mélange de ces éléments. Les inclusions peuvent être également de nature, de forme ou taille variées.

2.3.2.1 Constituants de la matrice

Le sol grossier modèle dont nous allons étudier le comportement est constitué d'une matrice sableuse : le matériau choisi est un sable de Fontainebleau. Nous avons fait ce choix pour deux raisons principales.

La première motivation est la finesse des grains de ce sable : la valeur du diamètre moyen de ses grains (d_{50}) vaut 0,20 mm (Figure 2.21).

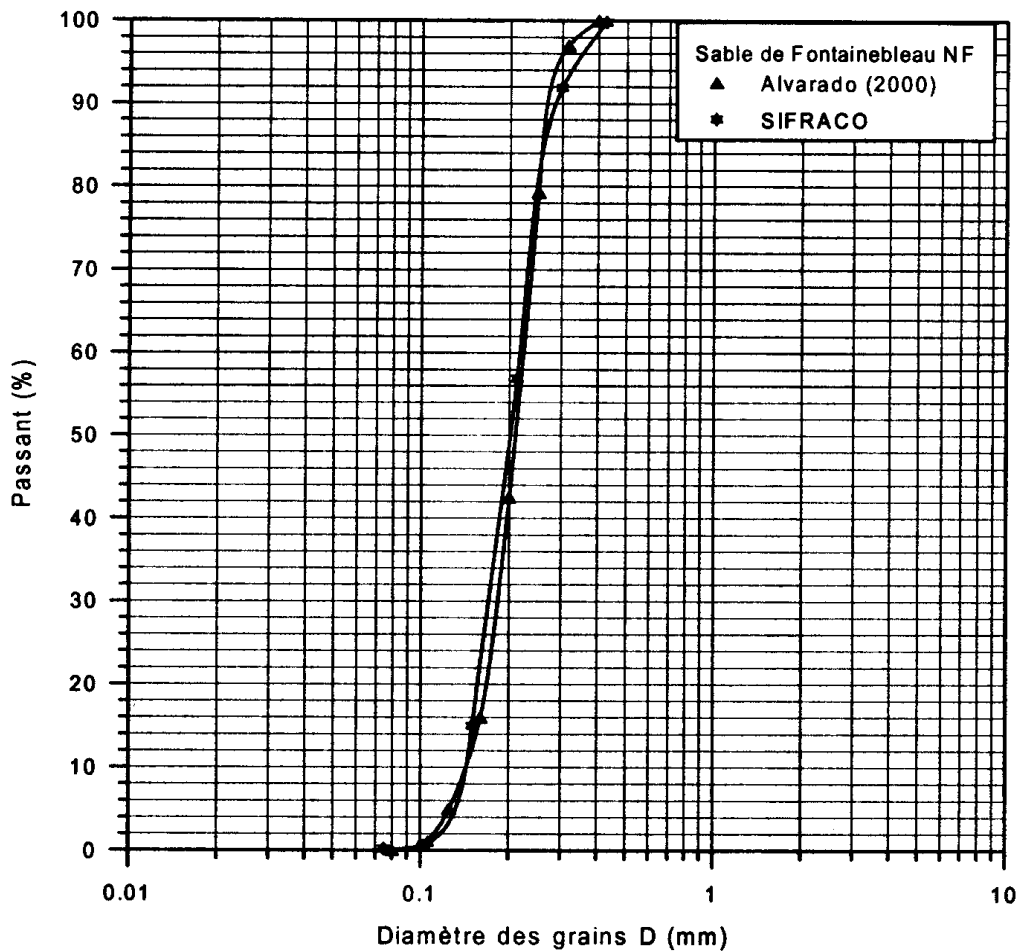


FIG. 2.21 – Courbes granulométriques du sable de Fontainebleau (Benahmed, 2001)

Cela nous laisse une grande marge de possibilité pour que le choix de la taille des inclusions soit fait tout en respectant à la fois le contraste de taille entre la matrice et les inclusions, et le fait qu'il est nécessaire que les inclusions aient une taille suffisamment petite par rapport aux dimensions de l'éprouvette.

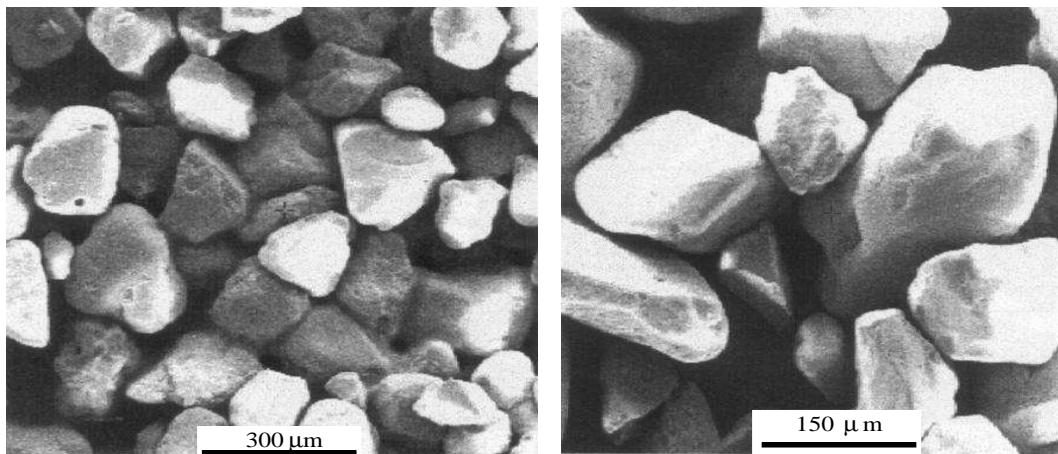
La seconde raison de notre choix réside dans le fait que le sable de Fontainebleau ne contient

TAB. 2.2 – *Caractéristiques du sable de Fontainebleau (Benahmed, 2001).*

$D_{50}(\text{mm})$	C_U	e_{min}	e_{max}	$\rho_s(g/cm^3)$	$\rho_{d,min}(g/cm^3)$	$\rho_{d,max}(g/cm^3)$
0,21	1,52	0,54	0,94	2,65	1,37	1,72

pas ne contient ni argile, ni limon. Ceci nous permet donc, d'isoler l'effet dû exclusivement aux propriétés de la phase inclusionnaire. A ce propos, nous rappelons que l'étude bibliographique a montré que l'écrêtement des inclusions contenues dans un sol grossier naturel induisait une augmentation de la proportion de fine et qu'il est difficile de distinguer l'effet d'une variation de la proportion d'inclusions de l'effet de l'accroissement de la teneur en fines. C'est dans ce sens que la propreté du sable de Fontainebleau constitue le second élément qui nous a motivé à choisir ce sol pour jouer le rôle de la matrice.

Les caractéristiques physique de ce sable sont répertoriées dans le tableau 2.2. La figure 2.22 présente une vue microscopique de ce matériau : on peut voir que ce dernier est constitué de grains de forme sub-arrondie et sub-anguleuse.

FIG. 2.22 – *Vue microscopique du sable de Fontainebleau constituant la fraction fine du sol grossier modèle*

2.3.2.2 Matériau constituant les inclusions

Les éléments granulaires qui constituent les inclusions, ont un diamètre maximal de 10 mm : on se trouve ainsi dans la configuration où le rapport $\frac{\Phi_{prouvette}}{d_{max}}$ étant supérieur à 10

on peut penser qu'*a priori*, l'éprouvette est suffisamment grande pour tester le sol grossier modèle. La nature des inclusions est telle que leur rigidité est infiniment grande par rapport à celle de la matrice.

Les inclusions que nous avons choisies sont des matériaux naturels de taille et de forme variables. A travers les exemples de sols grossiers présentés dans le chapitre précédent nous avons en effet, vu que ce type de sol pouvait contenir des éléments granulaires de morphologies diverses.

Nous utilisons donc des graviers de forme anguleuse et à surface rugueuse, ainsi que des graviers arrondis ayant des surfaces lisses. La figure 2.23 représente des vues de ces matériaux. Les granulats anguleux choisis sont généralement utilisés pour la fabrication des bétons. La masse volumique de ce type d'inclusions : ρ_s , déterminée au pycnomètre ou par pesée hydrostatique, vaut $2,65 \text{ g/cm}^3$.

Les graviers arrondis proviennent d'une formation alluvionnaire calcaire. Leur masse volumique ρ_s vaut environs $2,67 \text{ g/cm}^3$



FIG. 2.23 – Vue des graviers

Nous avons utilisé également en guise d'inclusions, des matériaux provenant d'un processus de fabrication industrielle. Ces éléments ont été utilisés pour isoler l'influence de la rugosité de surface et de la forme des inclusions sur le comportement mécanique du sol grossier modèle.

Il s'agit de billes de verre lisses et de billes rugueuses. La rugosité de ces inclusions sphériques a été obtenue en collant du sable d'Hostun ou du sable de Fontainebleau sur les billes lisses.

TAB. 2.3 – *Caractéristiques des différents types d'inclusions*

Type d'inclusions	Forme	Etat de surface	$\rho_s(g/cm^3)$	Granulométrie
graviers	anguleux	rugueux	2,66	Coupures : 8/10 mm, 4/5 mm, 16/20 mm.
graviers	arrondis	lisse	2,66	8/10 mm
billes lisses	sphérique	lisse	2,56	$d= 10$ mm
billes rugueuses	sphérique	rugueux (collage de sbl. Hostun)	2,24	$d= 12,2$ mm
billes rugueuses (type2)	sphérique	rugueux (collage de sbl. Fontainebleau)	2,24	$d= 10,35$ mm

Deux types de rugosités ont pu être ainsi obtenues. La figure 2.24 présente une vue de ces inclusions.

Les inclusions de billes lisses ont un diamètre compris entre 9,8 mm et 10,2 mm, on considère qu'elles ont un volume moyen de $0,52\text{ cm}^3$. Les billes sur lesquelles ont à collé du sable d'Hostun, ont un diamètre moyen de 12,2 mm et un volume de $0,95\text{ cm}^3$. Les billes dont la rugosité est obtenue par collage de sable de Fontainebleau ont un diamètre de 10,35 mm et un volume $0,58\text{ cm}^3$.

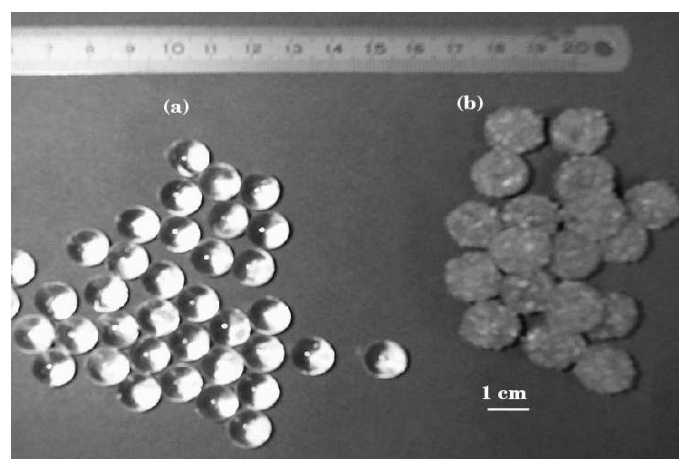


FIG. 2.24 – Vues des inclusions sphériques : (a) état de surface lisse , (b) état de surface rugueux.

2.3.3 Caractérisation d'une éprouvette de sol modèle.

2.3.3.1 Paramètres d'identification

Les premiers éléments de caractérisation d'une éprouvette de sol grossier modèle sont le type et la proportion d'inclusion que celle-ci contient.

La proportion d'inclusions est représentée le paramètre f_v qui correspond à la fraction volumique d'inclusion. Comme l'indique l'équation 2.2, ce paramètre exprime le rapport entre le volume d'inclusions contenues dans l'éprouvette et le volume de l'éprouvette. Le terme V_{total} correspond à la somme du volume des inclusions et du volume de la matrice, le volume de la matrice comprenant le volume des grains de sable et le volume des vides.

$$f_v = \frac{V_{incl.}}{V_{total}} \quad (2.2)$$

Le type d'inclusions fait référence aux propriétés intrinsèques de celles-ci, il s'agit de la forme, de l'état de surface et de la granulométrie.

2.3.3.2 Description de l'état de compacité

Pour caractériser l'état de compacité d'une éprouvette de sol nous avons trois possibilités. La première consistait à calculer l'indice de densité relative : I_D du sol hétérogène. Ce paramètre est défini de la façon suivante :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

avec

- e : indice de vide du sol dans l'état courant
- e_{max} : indice de vide dans l'état le plus lâche
- e_{min} : indice de vide dans l'état le plus dense

La seconde option est de faire référence uniquement à l'indice des vides du sol ou à la masse volumique sèche du ρ_d de l'éprouvette.

Ces grandeurs macroscopiques comme leur attribut l'indique, caractérisent l'état d'arrangement global des sols en général. Dans le cas des sols grossiers elles ne nous semblent pas adaptées pour deux raisons.

La définition d'un indice de vide global dans le cas d'un sol hétérogène comme notre sol grossier modèle, pose un problème de représentativité. En effet le calcul de e fait intervenir les masses volumiques sèche du sol et celle des particules contenues par celui-ci ρ_s , on a la relation suivante :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

L'une des particularités du sol grossier modèle est d'être constitué d'éléments de nature variée ayant par conséquent des masses volumiques ρ_s variables (Tableau 2.3)

La question qui se pose alors pour calculer l'indice de vide du sol modèle, est la suivante : quelle valeur de ρ_s doit-on choisir ?

La seconde raison pour laquelle nous n'avons pas choisi d'utiliser ces paramètres pour caractériser l'état de l'éprouvette de sol modèle, se justifie dans le fait que nous cherchons à mettre en évidence l'effet des propriétés de la phase inclusionnaire en comparant le comportement du sol hétérogène à celui du sol sans inclusions. Il ne nous semble pas rigoureux de comparer le comportement de ces deux matériaux à indice de vides identiques car l'écrêtement des inclusions induit une modification de la composition de l'éprouvette de sol testée ainsi qu'une modification de la valeur de ρ_s .

Pour des raisons similaires nous n'utilisons pas l'indice de densité relatif I_D car ce dernier fait référence à des états de compacité "extrêmes" e_{max} et e_{min} . Les valeurs prises par ces deux paramètres dépendent de la composition du sol d'intérêt. Ainsi, le sol écrêté et le sol non écrêté n'ont pas un e_{max} ou e_{min} identiques, il en est de même pour deux sols contenant des proportions d'inclusions différentes ou des types d'inclusions dissemblables.

Ainsi, pour caractériser l'état de compacité d'une éprouvette de sol grossier modèle, nous avons décidé d'identifier l'état de compacité de la matrice au sein du sol hétérogène. La matrice étant composée d'éléments de même nature, la valeur de la masse volumique des grains $\rho_{s,mat.}$ est une valeur représentative. De plus lorsqu'on comparera le comportement du sol hétérogène (matrice + inclusions) à celui du sol sans inclusions (matrice seule), en s'assurant que dans les deux cas, la matrice est dans un état de densité identique, on pourra vérifier l'effet effectif de la proportion et du type d'inclusions.

On définit le paramètre $\rho_{d,mat.}$ par la relation suivante :

$$\rho_{d,mat.} = \frac{W_{d,mat.}}{V_{mat.}}$$

avec,

- $\rho_{d,mat.}$: masse volumique sèche de la matrice,
- $W_{d,mat.}$: masse sèche de la matrice,
- $V_{mat.}$: volume de la matrice (vol. grains + vol. vides).

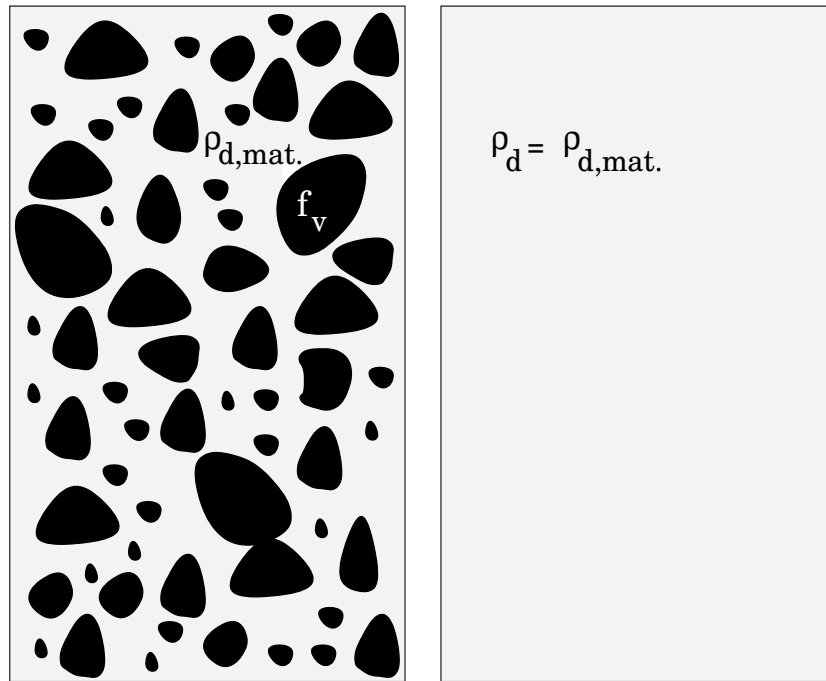


FIG. 2.25 – Paramètres de caractérisation d'une éprouvette de sol grossier modèle

2.3.4 Fabrication d'une éprouvette

2.3.4.1 Description de la procédure

L'éprouvette est fabriquée par compactage successif de 10 couches de hauteur identique : dans le cas des éprouvettes (Φ 100, h 200mm) les couches ont une épaisseur de 10 mm et dans le cas des échantillons (Φ 300, h 600mm) la hauteur d'une couche vaut 60 mm. Chaque couche est un mélange de matrice et d'inclusions, et contient des fractions volumiques d'inclusions f_v identiques et égale à la fraction volumique de l'éprouvette entière. On s'assure ainsi que les inclusions sont réparties de façon uniforme dans toute l'éprouvette et qu'il n'y a donc pas de ségrégation globale des particules (Figure 2.26). Afin d'éviter qu'une ségrégation par couche des particules n'ait lieu lors déversement du matériau dans le moule (Figure 2.26), le mélange de sable et d'inclusions qui constitue une couche, est préalablement humidifié. Par le biais des forces de capillarité, les graviers se trouvent figés dans la matrice sableuse lorsqu'ils sont mélangés à celle-ci. Le mélange ainsi humidifié, est introduit dans le moule en 4 ou 5 prises à l'aide d'une main écope puis la couche est compactée jusqu'à la hauteur souhaitée.

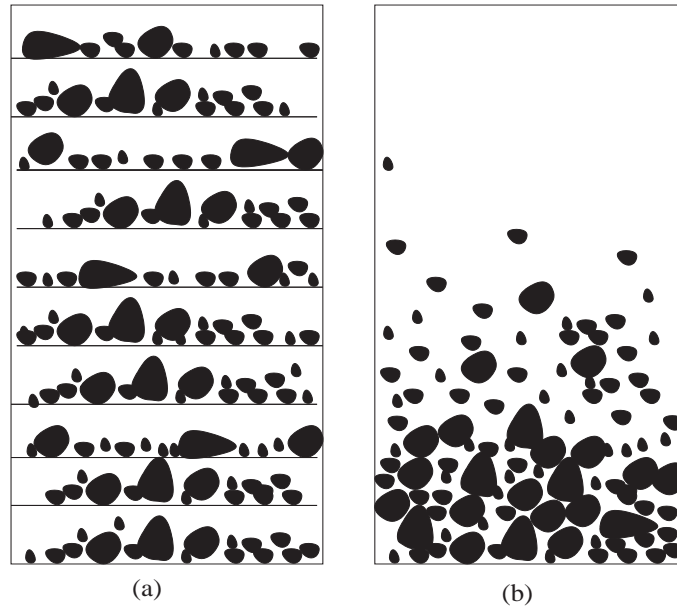


FIG. 2.26 – Illustration du phénomène de ségrégation : (a) ségrégation par couche ; (b) ségrégation globale

La quantité d'eau utilisée pour humidifier le sol correspond à une teneur de 5% de la masse

de sable. En comparant le comportement d'une éprouvette de sable fabriquée par damage sec et celui d'un échantillon réalisé par damage humide, on observe des différences en terme de raideur et de déformation volumique. La figure 2.28 montre que l'échantillon mis en place par damage humide présente une raideur plus élevée et un comportement plus dilatant. Les conditions initiales d'essais étant identiques, ces différences de comportement résultent vraisemblablement la différence entre les structures sableuses résultant des différents modes de préparation. Benahmed (Benahmed, 2001) montre que la fabrication d'une éprouvette de sable par damage humide conduit à l'obtention d'une structure formée de macro-pores et d'agrégats de grains de sable (Figure 2.27).

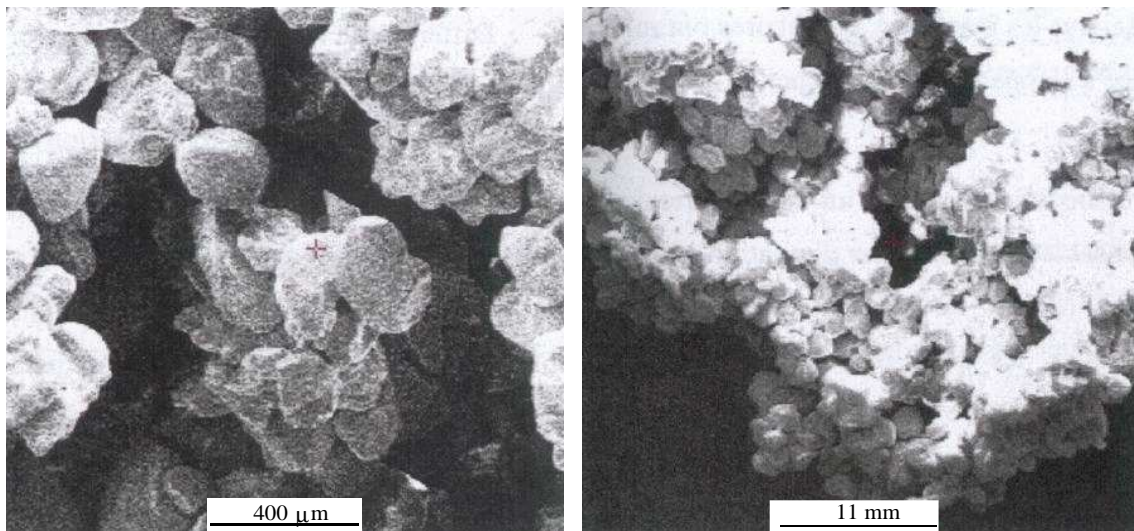


FIG. 2.27 – *Structure d'un arrangement granulaire réalisé par damage humide (Benahmed, 2001)*

Les agrégats constitueraient ainsi des points durs ou des zones de forte compacité conférant au matériau un comportement pré-pic plus raide et un comportement plus dilatant. La présence de macro-pores serait à l'origine d'une apparition précoce de la localisation des déformations. Ce phénomène de localisations des déformations se traduit sur les courbes de chargement, par une chute brusque de la valeur du déviateur de contraintes. Dans le plan $(\varepsilon_v, \varepsilon_a)$, ce phénomène par une brusque incurvation de la courbes de variation de volume (Figure 2.28). Des essais complémentaires et une étude plus approfondie serait à faire pour expliquer ces différences. Ces observations montrent cependant qu'il est important d'humidifier les mélanges "sable+inclusions" avec une proportion d'eau constante.

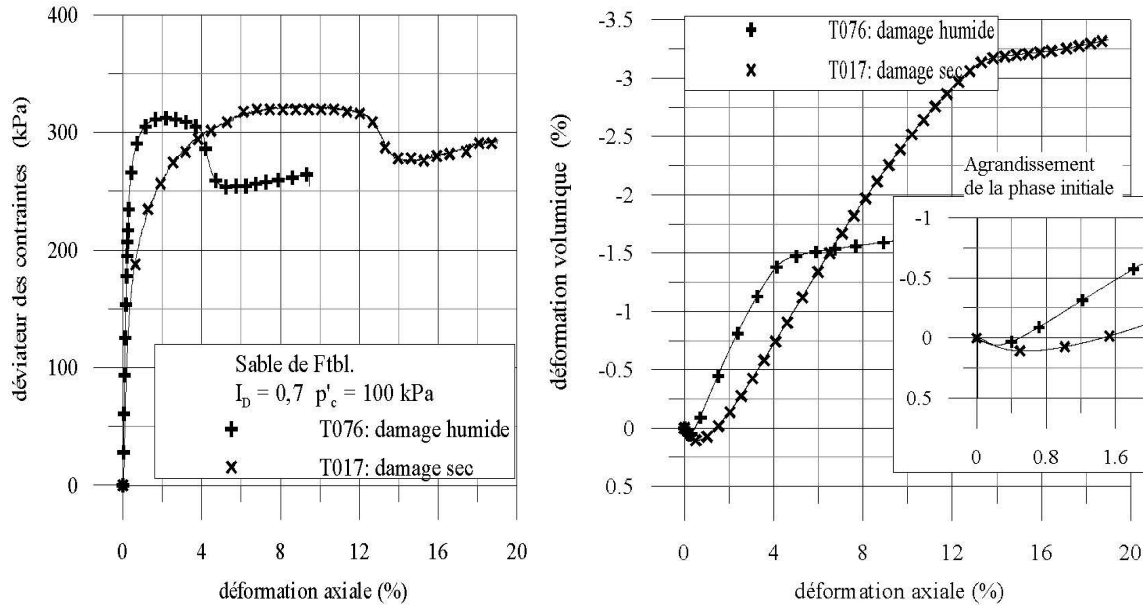


FIG. 2.28 – Influence du mode de fabrication : (a) courbe de chargement; (b) courbe de variation de volume

2.3.4.2 Vérification de la répétabilité de la procédure de fabrication

Afin de s'assurer du caractère significatif des résultats expérimentaux que nous obtenons, il est nécessaire de vérifier la répétabilité de fabrication et de caractérisation d'une éprouvette de sol grossier modèle. A cet effet, nous avons effectué sur le dispositif "Φ100", quatre essais triaxiaux drainés normalement consolidés avec une contrainte isotrope de 100 kPa. Les éprouvettes sont constituées d'un mélange de sable et d'une proportion volumique de graviers anguleux $f_v = 20\%$. Les inclusions ont un diamètre dont la valeur est comprise entre 8 mm et 10 mm.

Les résultats montrent une bonne répétabilité en termes d'effort de résistance au cisaillement mobilisée et en termes de variation de volume. L'incertitude sur la valeur du déviateur au pic de résistance : $\frac{\Delta q}{q_{moy}}$ vaut environs 8% et l'incertitude sur la valeur de la déformation volumique au pic vaut 15%.

2.3.4.3 Discussions sur l'état de la matrice au sein de sol hétérogène

En décrivant l'état de la matrice par le paramètre scalaire $\rho_{d,mat.}$, nous faisons l'hypothèse que l'arrangement des grains de sable est globalement homogène. Les travaux de Frągaszy (Frągaszy *et al.*, 1990) et ceux de de-Larrard (de Larrard, 2000) portant tous deux sur

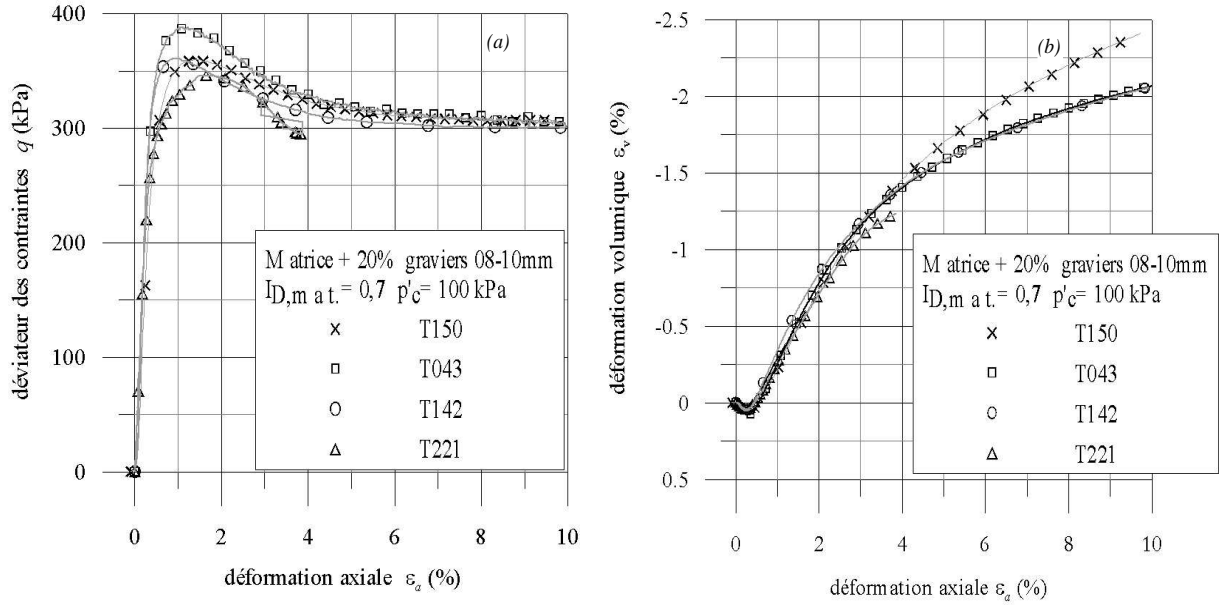


FIG. 2.29 – Vérification de la répétabilité de fabrication des éprouvettes (a) courbe de chargement; (b) courbe de variation de volume

l'étude de l'arrangement des mélanges granulaires hétérométriques, montrent qu'il pourraient exister un gradient de densité localisé autour des inclusions. Comme l'illustre la figure 2.30, ce gradient correspondrait à une augmentation locale de l'indice de vide dans une zone périmétrale des inclusions. La taille de cette zone est directement liée à la dimension des constituants de la matrice. Dans le cas du sol modèle étudié, les inclusions sont très grandes par rapport aux grains de la matrice sableuse, donc la zone soumise à cet effet de desserrement est très restreinte. On peut donc considérer que l'arrangement de la matrice est homogène.

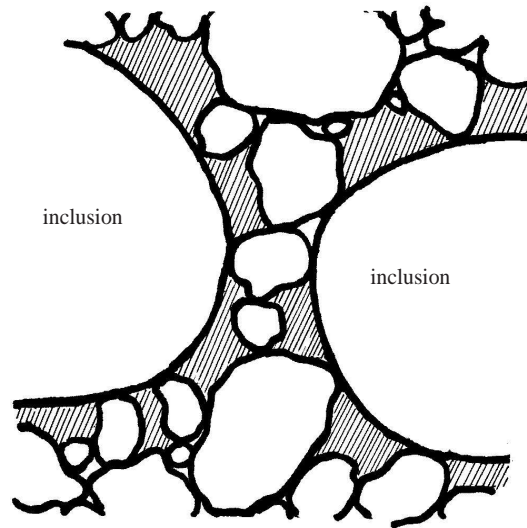


FIG. 2.30 – *Illustration de l'effet de parois, d'après (Fragaszy et al., 1990)*

2.4 Conclusions

On dispose donc d'un dispositif triaxial permettant d'étudier le comportement du sol hétérogène en testant des éprouvettes de taille moyenne (diamètre 100 mm, hauteur 200 mm). Ce dispositif est doté d'un système de mesure locale des faibles déformations. Il permet donc, d'étudier avec une bonne précision, le comportement du sol sur une large gamme de déformations : cela va des petites déformations ($\varepsilon_a < 3.10^{-5}$) jusqu'aux déformations correspondant à la rupture.

On a développé également un dispositif triaxial permettant de tester des éprouvettes d'un diamètre de 300 mm et d'une hauteur de 600 mm. L'intérêt que présente ce dispositif est celui de pouvoir tester un volume de sol suffisamment grand pour qu'on soit sûr que l'essai est réalisé sur un volume de sol représentatif.

Enfin, nous avons présenté, le sol hétérogène modèle. C'est un sol dont nous connaissons parfaitement la composition. Cela nous permet d'identifier de façon certaine, l'origine d'une différence de comportement.

Nous avons mis au point une procédure de fabrication des éprouvettes. Le caractère répétable de cette procédure permettra, dans la suite de l'étude, d'évaluer, avec certitude, si l'effet des paramètres intrinsèques du sol et celui des conditions initiales d'essai, sont des effets significatifs.

Chapitre 3

Comportement en petites déformations

En utilisant les dispositifs d'essais et les procédures expérimentales décrites dans le chapitre précédent, on étudie dans le présent chapitre, le comportement du sol hétérogène modèle que nous avons également défini précédemment.

Les paramètres mécaniques qui caractérisent le comportement du sol hétérogène en petites déformations sont les modules de déformation. Ces grandeurs mesurent la raideur d'une éprouvette de sol soumise à une sollicitation.

Ces modules de déformation sont déterminés selon une procédure que nous présentons dans la section 3.1.1 de ce chapitre. Puis, afin de juger du caractère significatif des effets que nous observerons, nous réaliserons plusieurs essais sur le même matériau, dans les mêmes conditions initiales (3.1.2). Nous nous assurerons également que les valeurs des modules ainsi déterminées correspondent bien aux modules élastiques (ou, au moins, s'en approchent) 3.1.3.

Dans la seconde partie de ce chapitre (section 3.2), nous étudierons l'influence des propriétés des inclusions sur les caractéristiques élastiques du sol hétérogène. Nous étudierons en particulier l'influence de la proportion d'inclusions (3.2.1) ainsi que celle de leurs propriétés morphologiques que sont l'état de leur surface et leur forme (3.2.2).

Nous terminerons ce chapitre en étudiant l'influence de l'état initial des éprouvettes. Nous examinerons d'abord l'effet de l'état de compacité en traitant le cas d'une éprouvette se trouvant dans un état lâche et dans un état dense (3.3.1). Ensuite nous analyserons l'influence

de l'état de contrainte initial sur les propriétés élastiques du sol hétérogène (3.3.2). Nous pourrions ainsi voir si l'effet causé par la présence des inclusions dépend de l'état de contrainte de l'éprouvette. Nous pourrions également analyser la non linéarité de l'élasticité du sol hétérogène.

3.1 Détermination des modules de déformation du sol

3.1.1 Procédures d'interprétation des essais

La caractérisation mécanique des sols étudiés est faite à partir d'essais de compression isotrope et d'essais de cisaillement triaxial sur des éprouvettes. Dans cette partie, nous expliquons comment interpréter ces essais afin d'en déduire le modules de déformation du sol hétérogène.

3.1.1.1 Cas d'un essai de compression isotrope

A partir cet essai, on détermine le paramètre K qui représente : le module de déformation du sol, lorsque ce dernier est soumise à un chargement de compression isotrope. Pour évaluer cette grandeur, on effectue, sur une éprouvette se trouvant dans un état de contrainte initial p'_0 , un chargement isotrope. Simultanément, on mesure la variation de volume de cet éprouvette. On peut donc tracer la courbe qui représente l'évolution de la contrainte de compression isotrope p'_c en fonction de la déformation volumique ε_v de l'éprouvette. Le chargement est incrémenté jusqu'à ce que l'éprouvette se déforme d'au moins $\varepsilon_v = 40.10^{-5}$.

La valeur de K correspond à la pente de la droite de régression linéaire qui représente approximativement l'évolution de la courbe de chargement jusqu'à une déformation volumique $\varepsilon_v = 40.10^{-5}$. La contrainte de compression isotrope étant appliquée aux frontières de l'éprouvette et la mesure de la déformation volumique étant faite au moyen de capteur de déplacement collés sur l'échantillon, les deux grandeurs mécaniques p' et ε_v sont des grandeurs macroscopiques : K représente donc bien la raideur macroscopique de l'échantillon.

La figure 3.1 représente le résultat d'un essai de compression isotrope réalisé sur une éprouvette de sol hétérogène contenant 12% de billes et 88% de sable de Fontainebleau. On voit bien qu'au moins jusqu'à une déformation volumique $\varepsilon_v = 40.10^{-5}$, l'évolution de la courbe p', ε_v est quasiment linéaire. Ainsi sur cet intervalle, on peut tracer une droite de régression

linéaire dont la valeur de la pente correspond à la raideur $K = 29$ MPa de cette éprouvette lorsque l'état de contrainte initial p_0 vaut 25 kPa.

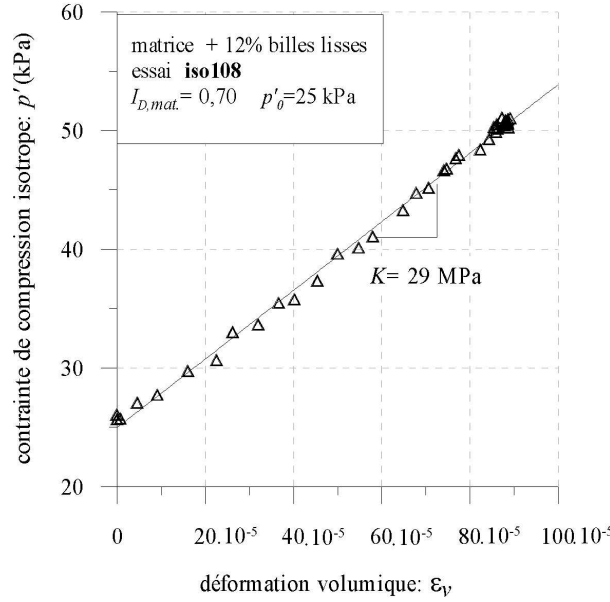


FIG. 3.1 – Courbe de chargement pour un essai type de compression isotrope en petites déformations.

3.1.1.2 Cas d'un essai de cisaillement triaxial

Le paramètre mécanique qu'on détermine à partir de cet essai est le module E . La valeur de ce paramètre correspond à la pente de la droite qui tangente, à l'origine, la courbe de chargement ($q; \varepsilon_a$). La valeur de ce module est très proche de celle du module d'Young du sol.

Comme nous l'avons mentionné lors de la description de la procédure expérimentale, les essais triaxiaux en petites déformations ont été réalisés en appliquant sur une éprouvette se trouvant dans un état initial donné ($I_{D,mat.}; p'_c$), un cycle de chargement déviatorique. On procède de la façon suivante :

- en maintenant la contrainte radiale constante, on applique un effort vertical jusqu'à ce que l'éprouvette se déforme axialement de ε_a compris entre $2 \cdot 10^{-5}$ et $4 \cdot 10^{-5}$;
- puis, on décharge l'éprouvette jusqu'à ce que la valeur du déviateur de contrainte q s'annule.

La figure 3.2 illustre dans le plan (q, ε_a) , la réponse d'un échantillon soumis à un cycle de charge-décharge.

Pour déterminer le module tangent initial de l'éprouvette, il suffit de déterminer la pente de la droite de régression linéaire des points expérimentaux se trouvant entre 0 et 2.10^{-5} de déformation axiale. Comme le montre la courbe de la figure 3.2, la relation $q; \varepsilon_a$ est quasiment linéaire sur cet intervalle. De plus, l'amplitude des déformations étant si petite qu'on peut raisonnablement penser que la valeur de E est une bonne approximation du module d'Young. La figure 3.3 est une illustration de la détermination de E et ν .

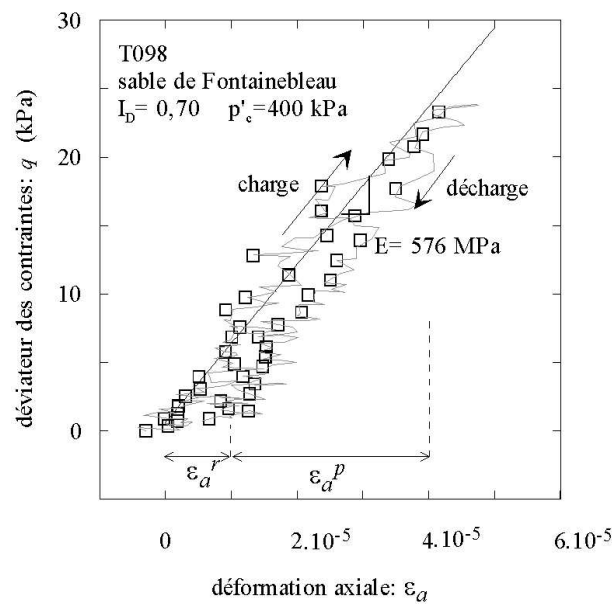
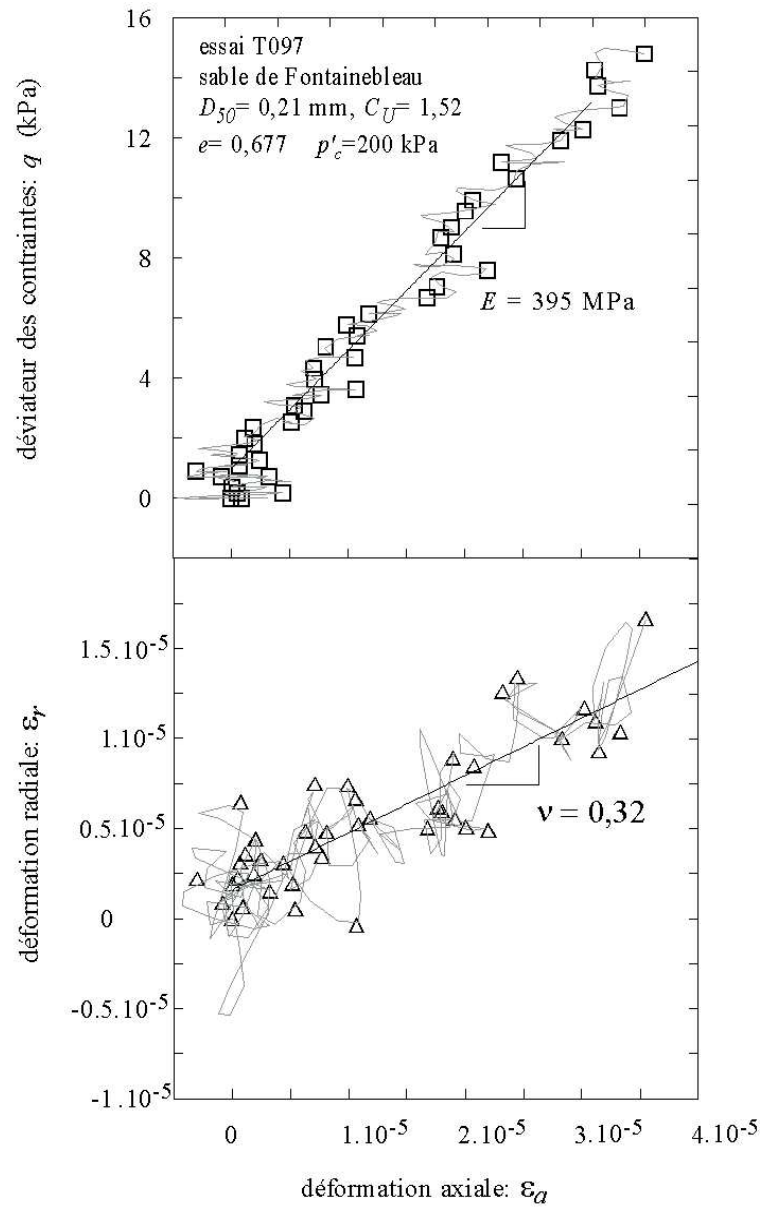


FIG. 3.2 – Courbe de chargement d'un essai triaxial type en petites déformations

3.1.2 Vérification de la répétabilité des essais

Ces méthodes de détermination de la raideur des échantillons sont appliquées systématiquement sur les essais expérimentaux dont il est question dans ce chapitre.

Avant d'entamer l'étude paramétrique, nous avons réalisé quelques essais de répétabilité sur des éprouvettes de sable de Fontainebleau ainsi que sur des échantillons de sol hétérogène. L'objectif de cette démarche est de pouvoir évaluer la précision de la procédure expérimentale et de pouvoir ainsi juger du caractère significatif de l'influence des paramètres dont nous

FIG. 3.3 – Essai triaxial : illustration de la détermination des paramètres élastiques E et ν

souhaitons observer l'influence.

3.1.2.1 Cas des essais de compression isotrope

Pour évaluer la répétabilité de la détermination de la raideur K , on a réalisé des essais de compression isotrope sur des éprouvettes de sol hétérogène.

La première série d'essais porte sur un mélange de sable de Fontainebleau et de 12% de billes lisses. Les courbes de chargement représentées sur la figure 3.4(a), montrent que la valeur de K est déterminée avec une incertitude égale à 8,5%. Deux séries d'essais supplémentaires sont effectuées sur des éprouvettes contenant des inclusions de graviers anguleux : les éprouvettes ont été amenées à des états de contrainte isotrope de 25 kPa et 50 kPa. Dans ces deux cas, comme le montrent les courbes de la figure 3.4(b) et (c), l'incertitude sur la détermination de K vaut respectivement 5% et 7%.

3.1.2.2 Cas des essais de cisaillement triaxial

Dans un premier temps, nous avons réalisé trois essais de répétabilité sur des éprouvettes de sable de Fontainebleau. Les courbes expérimentales correspondant à ces essais sont présentées sur la figure 3.5 et montrent que le paramètre E est déterminé avec une incertitude $\frac{\Delta E}{E_{moyen}}$ égale à 5%.

Puis des essais de répétabilité sur des éprouvettes de sol hétérogène ont été réalisés. Les courbes correspondant à ces essais sont présentées sur les figures 3.6 et 3.7. Ces courbes montrent que l'incertitude faite sur la mesure de la raideur est inférieure à 5%.

3.1.3 Validation de la procédure expérimentale

Afin de valider la procédure expérimentale nous permettant de déterminer les propriétés élastiques des éprouvettes, nous avons réalisé des essais triaxiaux sur des sols dits de "référence" comme le sable d'Hostun ou le sable de Fontainebleau.

Le sable d'Hostun est qui a été très étudié en France et en particulier à l'Ecole Centrale Paris. On trouve dans la thèse de Dufour Laridan (Dufour-Laridan, 2001) ainsi que dans celle de El Hosri (El-Hosri, 1984) des valeurs du module d'Young déterminées à partir de méthodes

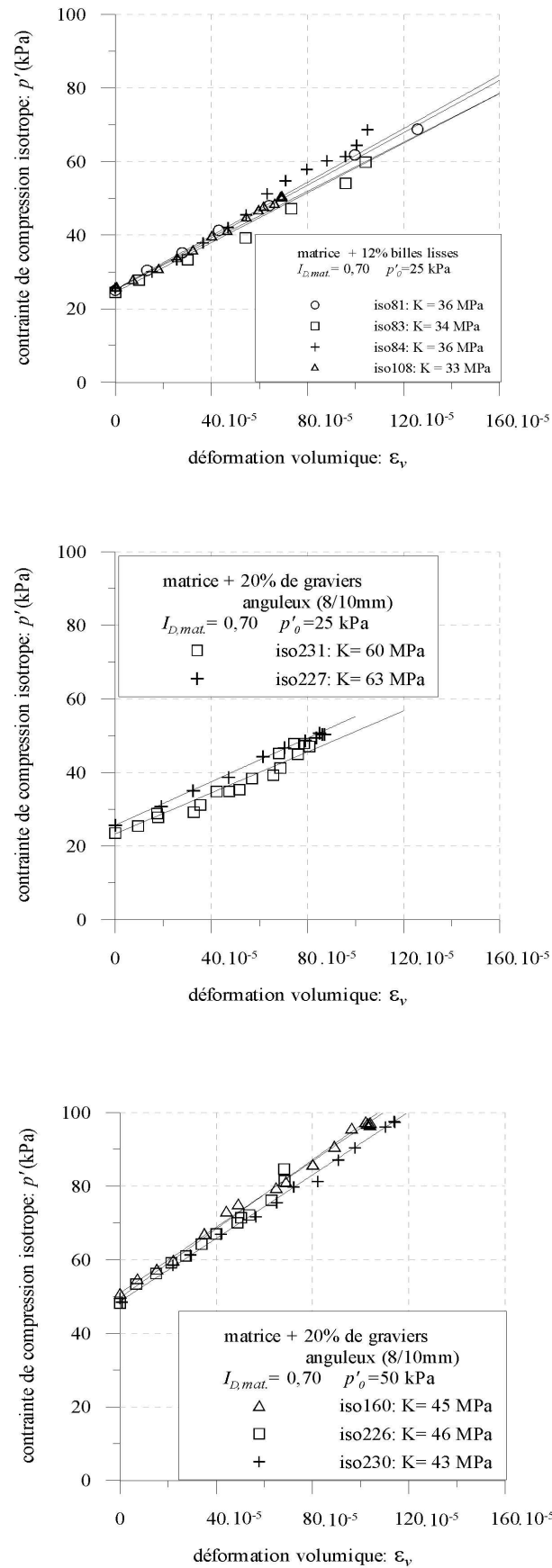


FIG. 3.4 – *Essais de compression isotrope : essais de répétabilité réalisés sur des éprouvettes hétérogènes*

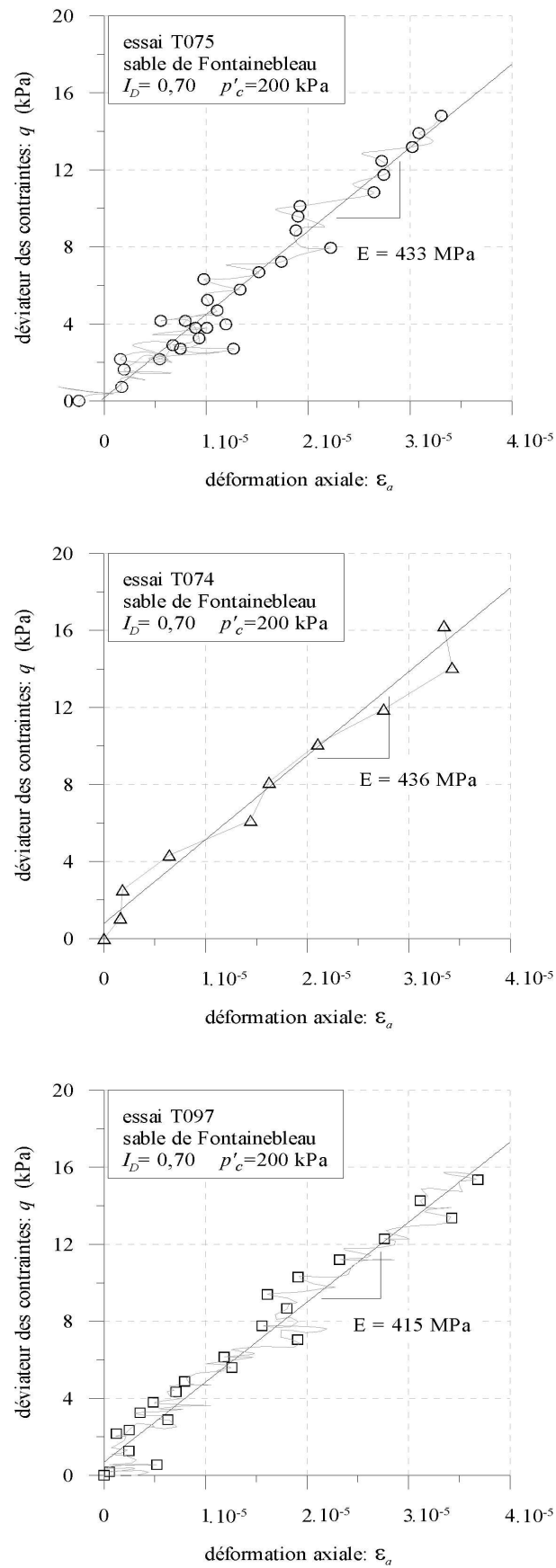


FIG. 3.5 – Essais de cisaillement triaxial en petites déformation : essais de répétabilité sur des éprouvettes de sable

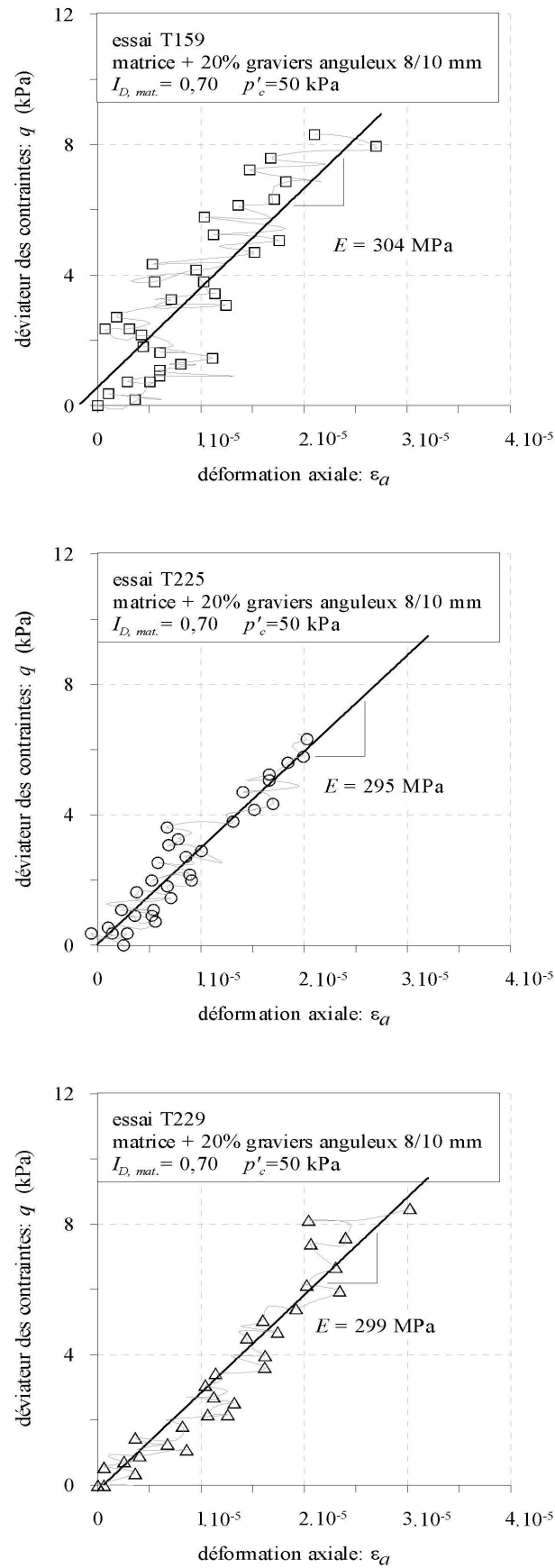


FIG. 3.6 – Essais de cisaillement triaxial en petites déformations ($p'_c = 50$ kPa) : essais de répétabilité sur des éprouvettes hétérogènes (sable + 20% graviers)

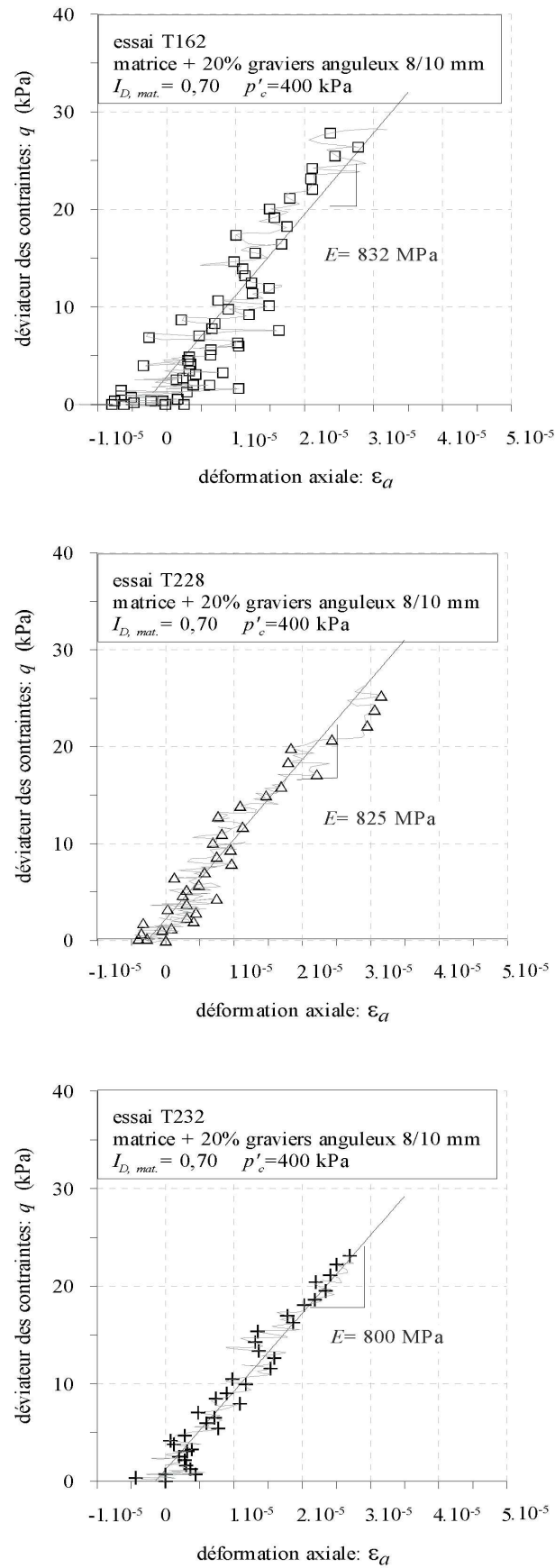


FIG. 3.7 – Essais de cisaillement triaxial en petites déformations ($p'_c = 200$ kPa) : essais de répétabilité sur des éprouvettes hétérogènes (sable + 20% graviers)

statiques : c'est à dire, en instrumentant l'éprouvette avec des capteurs à effet Hall (Dufour-Laridan, 2001) ou avec des capteurs de proximité (El-Hosri, 1984). Nous avons réalisé des essais sur un sable d'Hostun dont la granulométrie est très proche de celui étudié par les auteurs précédemment cités. La comparaison des résultats montrent une bonne concordance entre nos mesures et les leurs (cf. Tableau 3.1).

Le sable que nous utilisons pour jouer le rôle de la matrice du sol hétérogène, est un sable de Fontainebleau. Ce matériau constitue également un sol de référence dont le comportement est étudié dans plusieurs laboratoires de recherche en France. Aussi avons nous juger intéressant de comparer les valeurs des modules de déformation que nous avons déterminées avec celles mesurées par Dano (Dano, 2001). La technique expérimentale utilisée par ce dernier est une méthode dynamique : la détermination du module de déformation G se fait en mesurant le temps de propagation d'une onde de cisaillement dans une éprouvette. La comparaison de nos résultats avec ceux de Dano (Dano, 2001), présente un double intérêt : elle permet d'abord de vérifier la reproductibilité de la mesure des paramètres élastiques, cela permet ensuite de nous assurer que, bien qu'étant déterminée à $\varepsilon_a = 2.10^{-5}$, la raideur E que nous mesurons est une bonne approximation du module d'Young. En effet, la détermination des caractéristiques mécaniques par les méthodes dynamiques du type propagation d'ondes se fait à de très faibles amplitudes de déformation et donc très proche du domaine élastique. Le tableau 3.2 présente les valeurs du module de cisaillement G corrigées de l'effet de l'indice des vides e , issues de la thèse de Dano (Dano, 2001). Quant à nous, nous avons déterminé le module G en mesurant le module d'Young E ainsi que le coefficient de Poisson ν . Dans le cas de l'élasticité linéaire et en faisant l'hypothèse selon laquelle le l'éprouvette est un milieux continu, homogène et isotrope, on à la relation :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

On constate que nos résultats et ceux de Dano (Dano, 2001) sont assez proches (Tableau 3.2).

Le dispositif expérimental et la procédure utilisés, nous permettent donc de déterminer avec une assez bonne précision les propriétés élastiques des éprouvettes.

TAB. 3.1 – Valeurs des modules d'Young d'un sable d'Hostun

Référence bibliographique	Matériau	p'_c (kPa)	e	E (MPa)
El Hosri(1984)	sable d'Hostun : sec, $C_U=1,8$, $D_{50}= 0,29$ mm, $e_{min}= 0,66$, $e_{max}= 0,99$	110	0,725	245
		160	0,725	295
		220	0,725	345
Dufour-Laridan (2001)	sable d'Hostun : sec, $C_U=1,8$, $D_{50}= 0,29$ mm, $e_{min}= 0,66$, $e_{max}= 0,99$	97	0,69	226
		98	0,69	265
		201	0,70	349
		198	0,69	330
Pedro (2004)	sable d'Hostun : sec, $C_U=1,57$, $D_{50}= 0,35$ mm, $e_{min}= 0,656$, $e_{max}= 1$	100	0,70	250
		200	0,70	300

TAB. 3.2 – Valeurs des modules de cisaillement G corrigées de l'effet de l'indice de vide e

Référence bibliographique	Matériau	p'_c (kPa)	$G \times e$ (MPa)
Dano (2004)	sable de Fontainebleau : sec, $C_U=1,4$; $D_{50}= 0,22$ mm ; $e_{min}= 0,575$; $e_{max}= 0,86$	100	60,9
		200	87,7
		400	129,9
Pedro (2004)	sable de Fontainebleau : sec, $C_U=1,52$; $D_{50}= 0,21$ mm ; $e_{min}= 0,54$; $e_{max}= 0,94$	100	82 ($\nu=0,37$)
		200	100 ($\nu=0,32$)
		400	159 ($\nu=0,27$)

3.2 Influence des propriétés des inclusions

3.2.1 Influence de la proportion d'inclusions

3.2.1.1 Plan d'essais

Afin de mettre en évidence l'effet éventuel de la proportion d'inclusions, on réalise des essais sur des éprouvettes constituées par un mélange de sable et de différentes proportions de graviers anguleux. La fraction volumique de graviers f_v , prend successivement les valeurs $f_v = 0 ; 12 ; 20$ puis 35%.

Pour étudier l'influence de f_v sur le module de compression isotrope, nous avons réalisé les essais répertoriés dans le tableau 3.3.

Sur le tableau 3.4, sont indiquées les caractéristiques des essais permettant de mettre en évidence l'effet de la proportion de graviers sur le module d'Young.

3.2.1.2 Présentation des résultats expérimentaux

(a) Influence sur le module de compression isotrope

La figure 3.8 présente les courbes de compression isotrope sur des éprouvettes contenant différentes fractions volumiques de graviers. On observe sur les courbes ainsi présentées, que la pente de la droite de régression linéaire augmente avec la fraction volumique de graviers. La présence d'inclusions dans la matrice sableuse semble donc accroître la raideur d'une éprouvette hétérogène soumise à une compression isotrope.

Le tableau 3.3 répertorie les valeurs prises par le paramètre K pour divers proportions de graviers ainsi que le taux d'accroissement de K .

Compte tenu du niveau de répétabilité de la mesure de K , on peut affirmer que l'accroissement de raideur causé par la présence des inclusions de graviers est significatif.

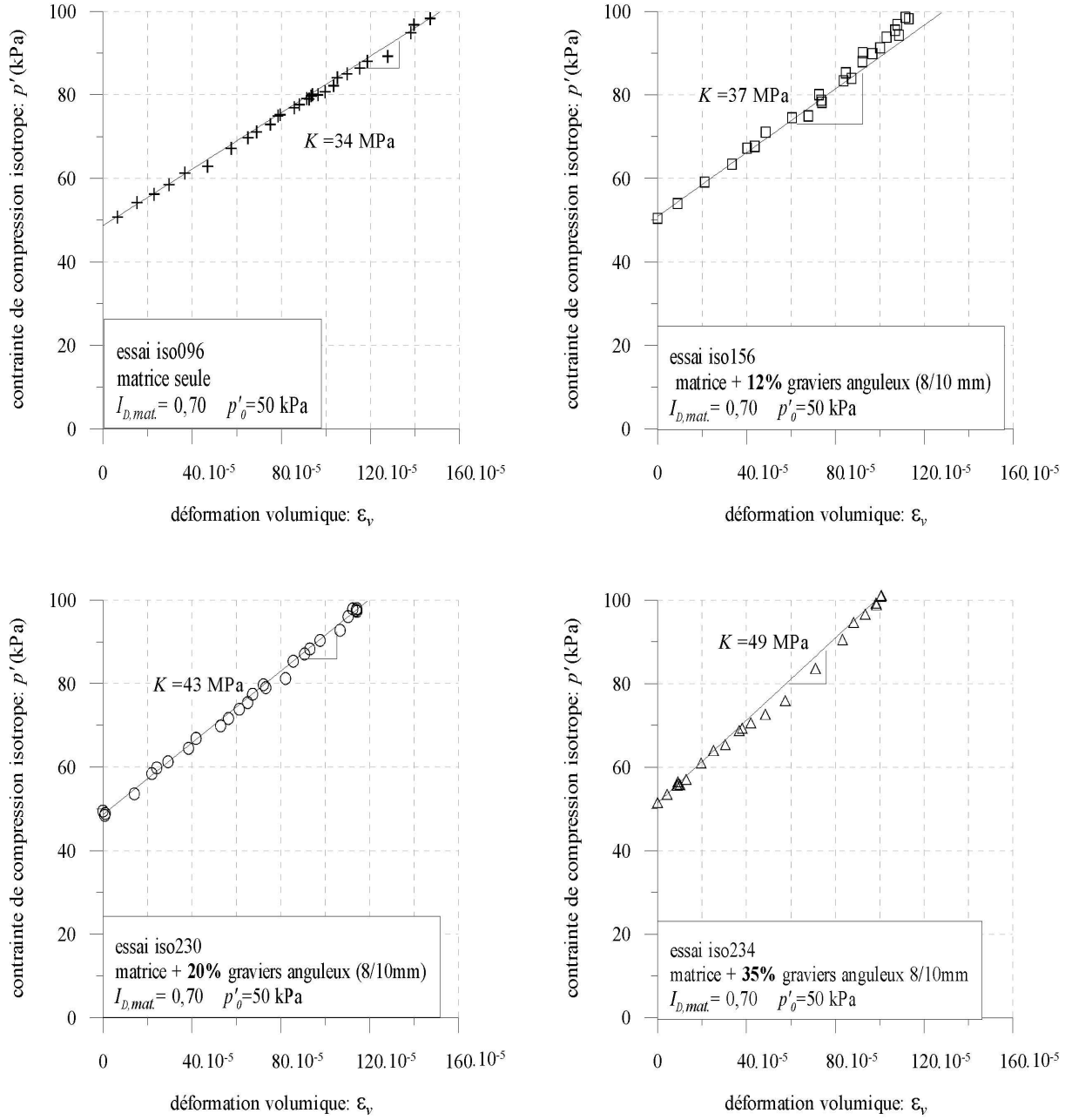


FIG. 3.8 – Influence de la proportion de graviers sur le module de compression isotrope : courbes de chargement (q, ε_a)

TAB. 3.3 – Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence de la proportion d'inclusion f_v sur le module de compression isotrope

No. essai	type d'inclusion	$f_v(\%)$	p'_0	$I_{D,mat.}$	K (MPa)	$\frac{\Delta K}{K_{mat.}}$ (%)
iso096	gravier	0	50	0,70	33	0
iso156	gravier	12	50	0,70	37	9
iso230	gravier	20	50	0,70	43	26
iso234	gravier	35	50	0,70	49	44

TAB. 3.4 – Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence de f_v sur le module d'Young

No. essai	type d'inclusion	$f_v(\%)$	p'_c	$I_{D,mat.}$	E (MPa)	$\frac{\Delta E}{E_{mat.}}$ (%)
T095	gravier	0	50	0,70	210	0
T155	gravier	12	50	0,70	280	33
T229	gravier	20	50	0,70	306	46
T233	gravier	35	50	0,70	340	62

(b) Influence sur le module d'Young

Comme dans le cas précédent, la présence des graviers au sein de l'éprouvette semble augmenter la raideur de celle-ci. La figure 3.9 illustre bien cet effet, elle représente, en effet, les courbes de cisaillement triaxial d'éprouvettes de sol hétérogène contenant des proportions variables de graviers. On observe bien un raidissement de ces courbes lorsque la valeur de f_v augmente.

Pour les divers mélanges réalisés, le tableau 3.4 répertorie les valeurs de l'accroissement relatif de la raideur $\frac{\Delta E}{E_{mat.}}$, où $E_{mat.}$ représente le module initial de l'éprouvette qui ne contient aucune inclusion. On note une augmentation significative du module d'Young E avec la fraction volumique d'inclusion. Cette augmentation peut aller jusqu'à 60%.

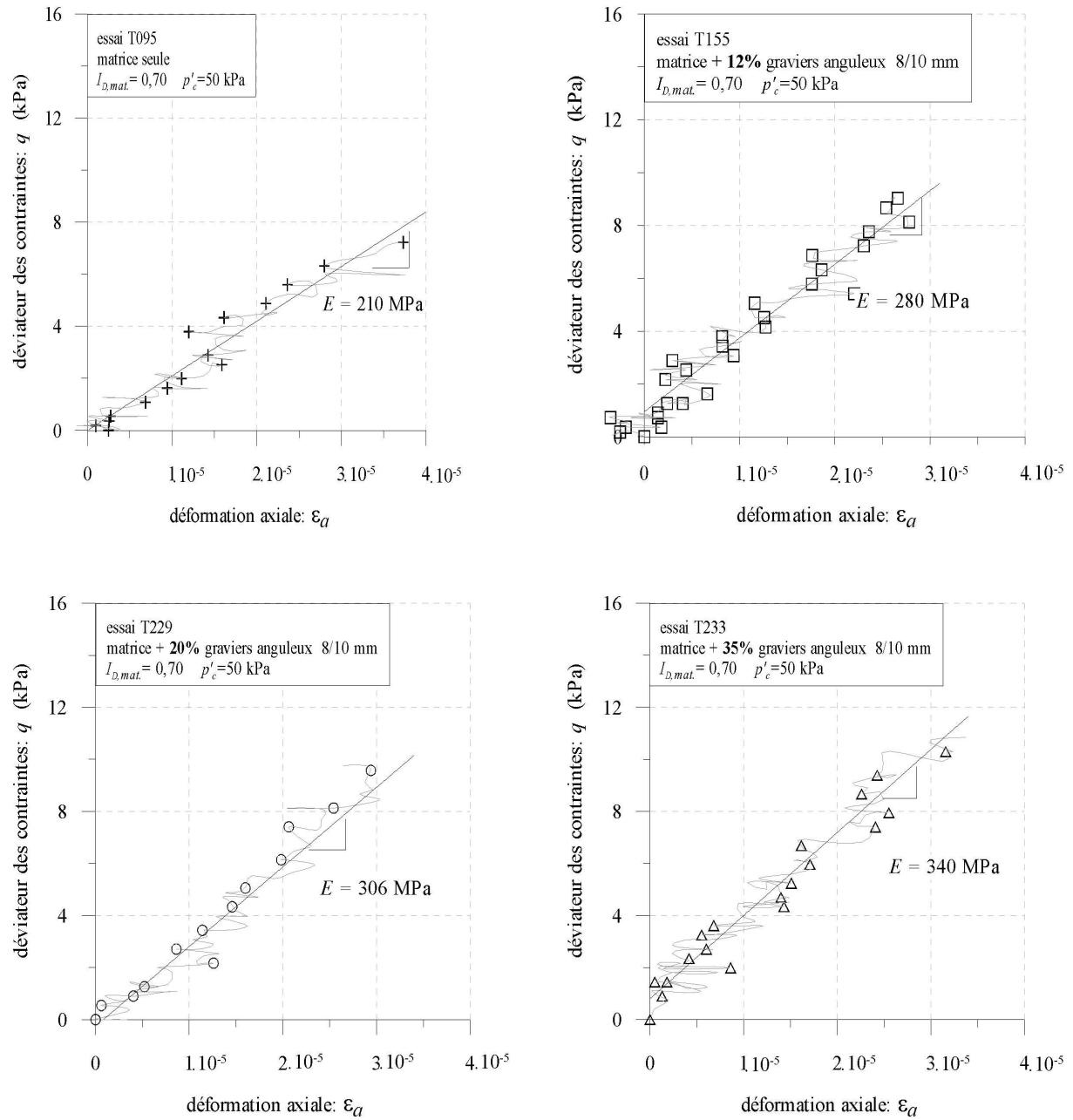


FIG. 3.9 – Influence de la proportion de graviers sur la raideur d'une éprouvette de sol hétérogène soumise à une compression triaxiale : courbes de chargement

3.2.1.3 Analyse des résultats

Comme le montre la figure 3.10 la présence de graviers au sein de l'éprouvette entraîne une augmentation significative des propriétés élastiques de celle-ci.

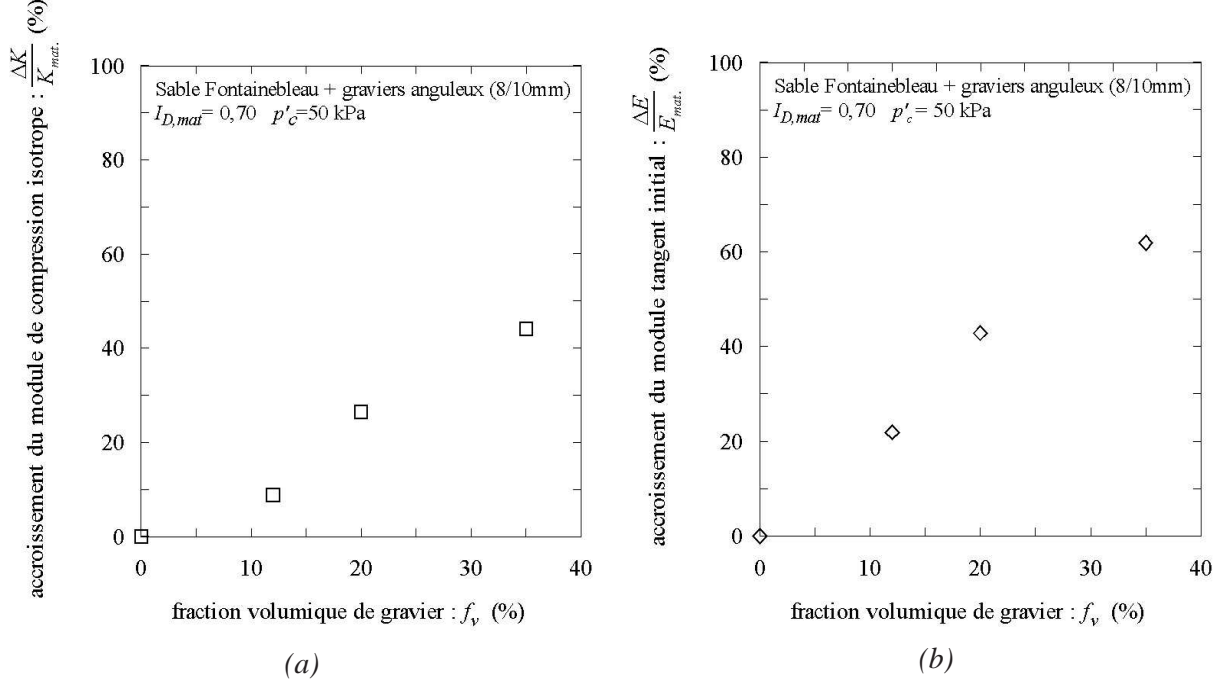
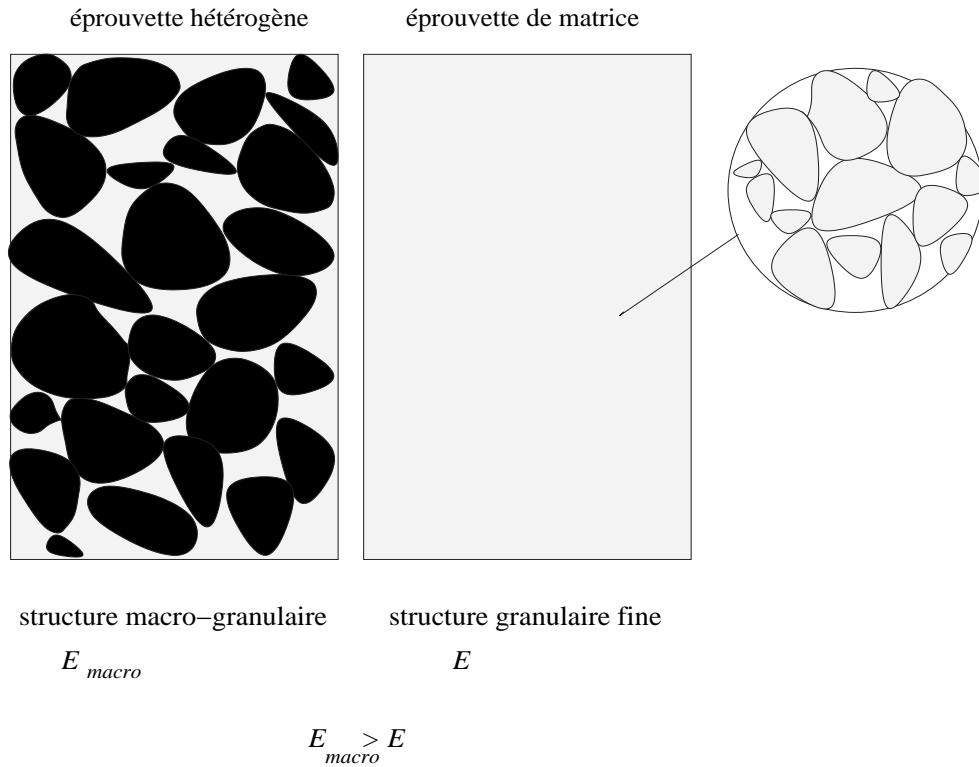


FIG. 3.10 – Influence de la proportion de gravier sur l'accroissement du module de compression isotrope et sur le module d'Young

L'accroissement de raideur pourrait s'expliquer par le fait que l'éprouvette hétérogène est constituée de graviers qui, au contact des uns et des autres, constitueraient une structure macro granulaire dont les vides seraient remplis par la matrice sableuse (Figure 3.11). Dans cette configuration d'arrangement granulaire, la valeur du module serait liée aux contacts entre les les graviers d'une part et des caractéristiques de la matrice interstitielle d'autre part.

Nous pensons que les propriétés d'arrangement et la proportion de graviers sont tels quels que, au sein de l'échantillon, les graviers ne sont pas en contact les uns avec les autres. Ces derniers ne peuvent donc pas constituer une structure macro granulaire dont la caractéristiques de raideur seraient plus élevées que celles de l'éprouvette écrêtée (éprouvette constituée seulement par la matrice).

FIG. 3.11 – *Illustration de l'effet de la structure granulaire*

Nous pensons donc que cet accroissement de raideur s'explique par le fait que les éprouvettes de sol hétérogène sont constituées d'éléments rigides inclus dans une matrice sableuse moins rigide : c'est ce qu'illustre la figure 3.12. Le module d'Young du matériau qui constitue les inclusions a une valeur comprise entre 80 et 100 GPa alors que la matrice, nettement moins rigide, a un module d'Young dont la valeur est inférieure à 0,9 GPa (dans la gamme des contraintes auxquelles sont soumis les éprouvettes). Il est donc normal que la présence des inclusions induise un accroissement du module de compression isotrope et du module d'Young de l'éprouvette entière.

3.2.2 Effet des propriétés morphologiques

Les propriétés morphologiques dont il s'agit sont : la rugosité de surface des inclusions et leur forme (anguleuse ou arrondie).

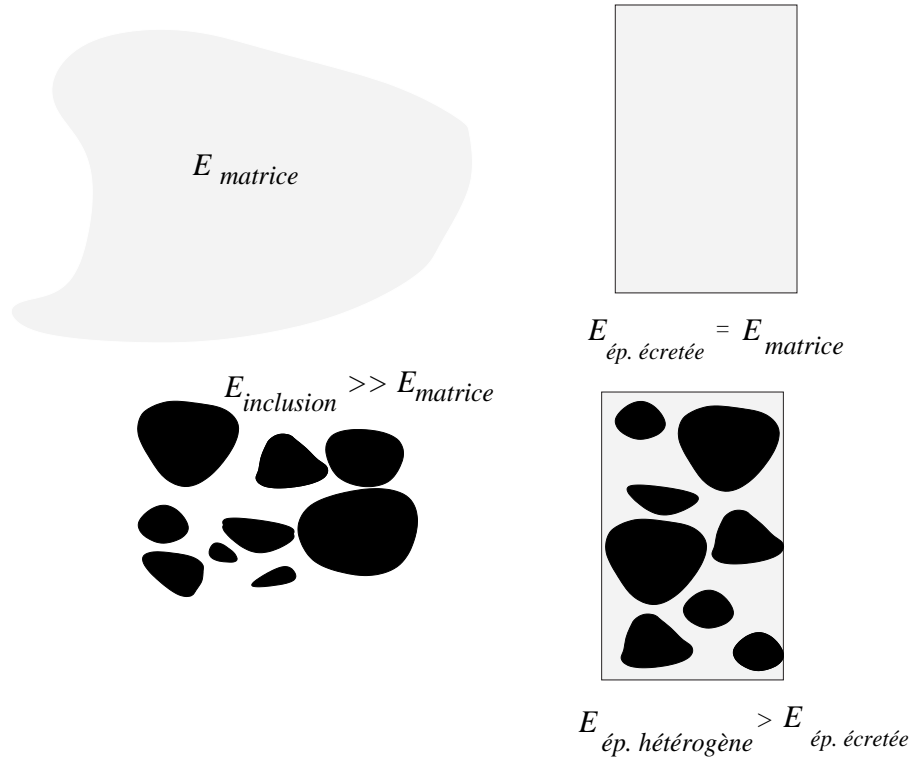


FIG. 3.12 – Illustration du renfort de la matrice par des inclusions rigides de gravier

3.2.2.1 Plan d'essais

Cette étude paramétrique a été réalisée pour des mélanges contenant 12% puis 20% d'inclusions.

(a) Influence de la rugosité

Afin d'isoler l'influence de la rugosité de surface des inclusions, nous avons réalisés des essais sur des éprouvettes contenant des inclusions de forme identiques mais ayant des rugosités différentes : il s'agit d'inclusions de forme sphérique. Les échantillons sont testés dans des états initiaux identiques et contiennent tous exactement la même proportion d'inclusions.

(b) Influence de la forme

Pour mettre en évidence l'influence de la forme des inclusions, on compare les caractéristiques mécaniques d'éprouvettes contenant des inclusions sphériques à celui d'éprouvettes

qui contiennent des inclusions de forme anguleuse : les graviers.

Les caractéristiques de ces essais sont rassemblées dans les tableaux 3.5 et 3.6.

3.2.2.2 Résultats expérimentaux

Nous présentons les résultats d'essais réalisés sur les mélanges sable + 20% d'inclusions.

(a) Influence de la rugosité de surface

Les courbes $p; \varepsilon_v$ des essais de compression isotrope réalisés sur des éprouvettes contenant des inclusions sphériques, montrent que l'état de surface de ces inclusions n'a pas d'influence sur le module de compression isotrope de l'éprouvette (Figure 3.13).

Dans le cas d'un cisaillement triaxial, on aboutit aux mêmes conclusions (Figure 3.14).

Lorsque la proportion d'inclusion vaut 12%, on n'observe les mêmes tendances (Tableaux 3.5 et 3.6).

(b) Influence de la forme

Sous un chargement de compression isotrope, avec $p'_0 = 50$ kPa, les éprouvettes contenant 20% d'inclusions sphériques ont un module de compressibilité moyen $K = 41$ MPa. L'éprouvette qui contient 20% de gravier, a une raideur $K = 43$ MPa (cf figure 3.4, page 130).

Lors d'un cisaillement triaxial réalisé avec une contrainte de consolidation isotrope $p'_c = 50$ kPa, les éprouvettes contenant 20% d'inclusions sphériques ont, en moyenne, un module qui vaut $E = 311$ MPa. Les éprouvettes qui contiennent 20% de gravier, ont, également, un module proche de cette valeur : $E = 306$ MPa (cf figure 3.6, page 132).

Lorsque la proportion d'inclusion vaut 12%, on n'observe les mêmes tendances (Tableaux 3.5 et 3.6).

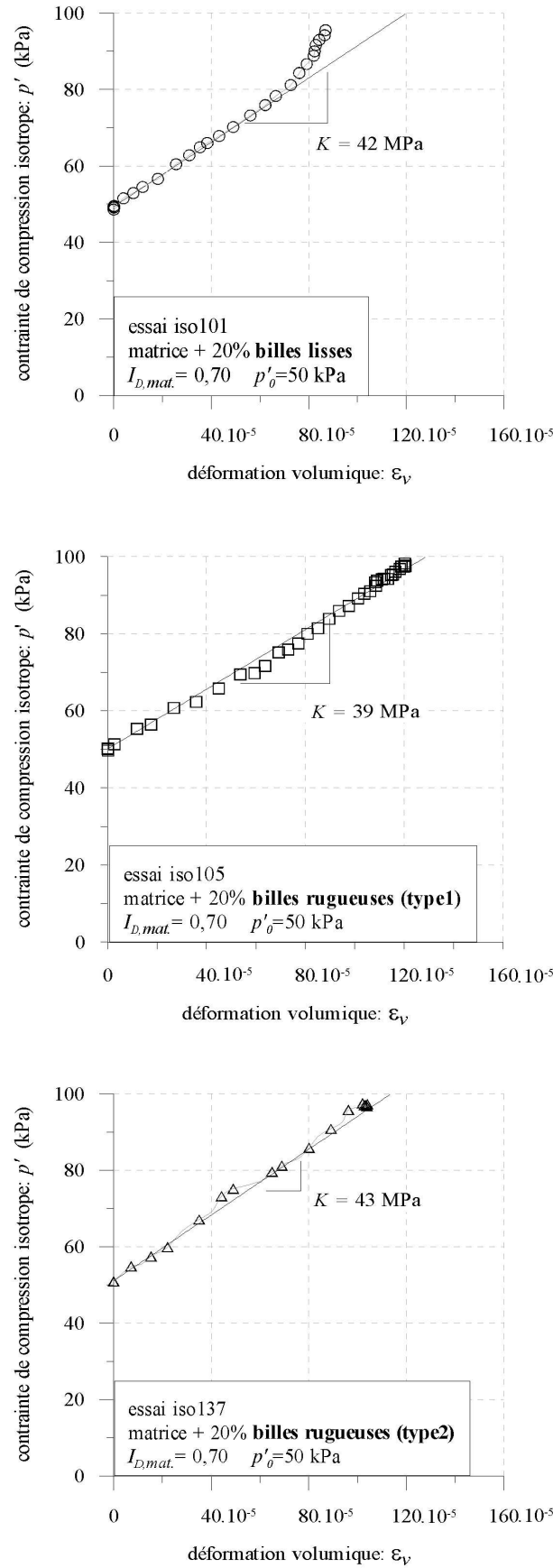


FIG. 3.13 – Influence de l'état de surface des inclusions sur le module de compression isotrope : courbes de chargement (p', ε_v)

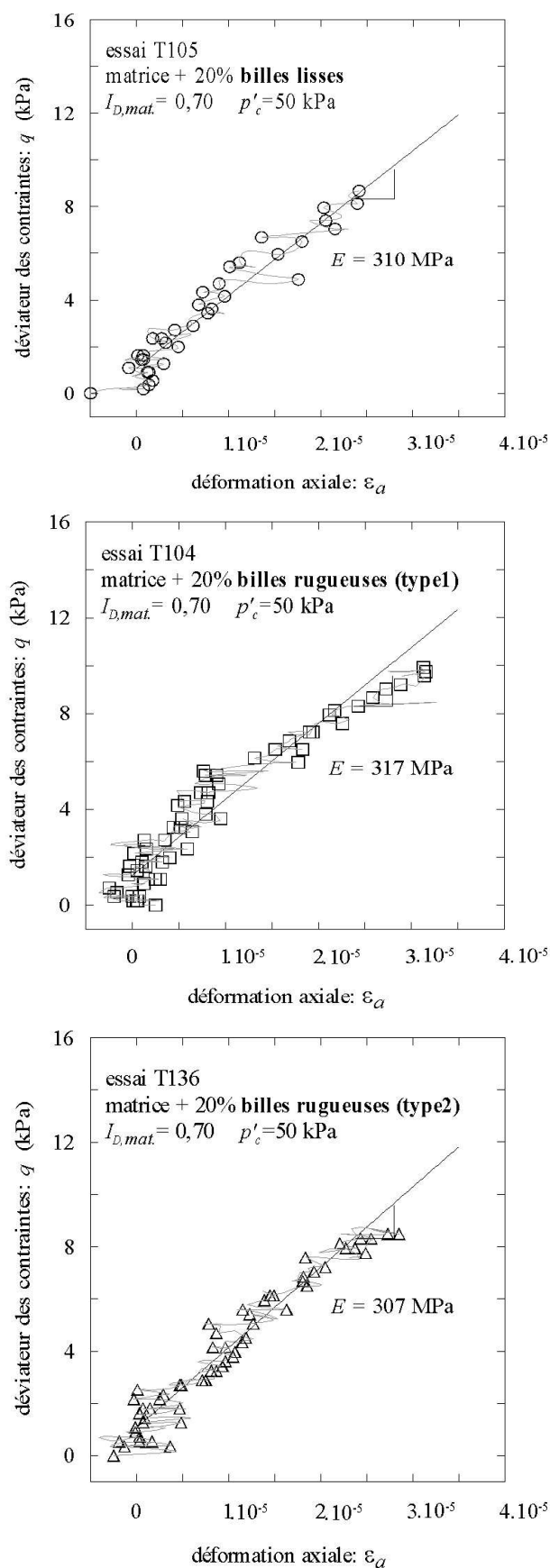


FIG. 3.14 – Influence de l'état de surface des inclusions sur le module d'Young : courbes de chargement (q, ε_a)

TAB. 3.5 – *Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence des caractéristiques morphologiques des inclusions sur le module de compression isotrope*

No. essai	type d'inclusion	$f_v(\%)$	p'_0	$I_{D,mat.}$	K (MPa)
iso109	billes lisses	12	50	0,70	36
iso123	billes rugueuses (type1)	12	50	0,70	39
iso131	billes rugueuses (type2)	12	50	0,70	35
iso156	graviers	12	50	0,70	37
iso101	billes lisses	20	50	0,70	42
iso105	billes rugueuses (type1)	20	50	0,70	39
iso137	billes rugueuses (type2)	20	50	0,70	43
iso230	graviers	20	50	0,70	43

TAB. 3.6 – *Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence des caractéristiques morphologiques des inclusions sur le module d'Young*

No. essai	type d'inclusion	$f_v(\%)$	p'_c	$I_{D,mat.}$	E (MPa)
T108	billes lisses	12	50	0,70	284
T122	billes rugueuses (type1)	12	50	0,70	282
T130	billes rugueuses (type2)	12	50	0,70	260
T155	graviers	12	50	0,7	256
T102	billes lisses	20	50	0,70	310
T104	billes rugueuses (type1)	20	50	0,70	317
T136	billes rugueuses (type2)	20	50	0,70	307
T229	graviers	20	50	0,70	306

3.2.2.3 Analyse des résultats

On conclut, à partir des résultats des essais présentés dans cette section, que les caractéristiques morphologiques des inclusions n'a pas d'influence sur les modules de déformation du sol hétérogène contenant 20% d'inclusions. Des essais réalisés sur des mélanges contenant 12% d'inclusions confirment cette observation.

On voit, sur la figure 3.15, que les courbes d'accroissement de raideurs K et E sont confondues quelle que soit le type d'inclusion.

Dans le cas du chargement isotrope, l'absence d'effet de l'état de surface et de la forme, s'explique par le fait que, en conditions de chargement isotrope, il n'y a pas de cisaillement au niveau des interfaces matrice/inclusions. Seule la rigidité de celle-ci, ainsi que leur proportion, interviennent dans l'effet de renfort observé.

Par contre sous un chargement triaxial, même pour de petites déformations, il existent des déformations déviatoriques qui mobilisent la résistance aux cisaillement des interfaces matrice/inclusions. L'absence d'effet des propriétés morphologiques est donc surprenant. Cet effet existe sûrement mais il n'est peut être pas décelable expérimentalement. Ceci peut être dû soit à un manque de précision de la mesure de E ou imprécision sur l'état de densité initial de la matrice. Cette incertitude pourrait être liée à l'erreur qu'on fait sur la mesure de $\rho_{s,inclusions}$ et donc sur l'évaluation de la fraction volumique d'inclusions f_v .

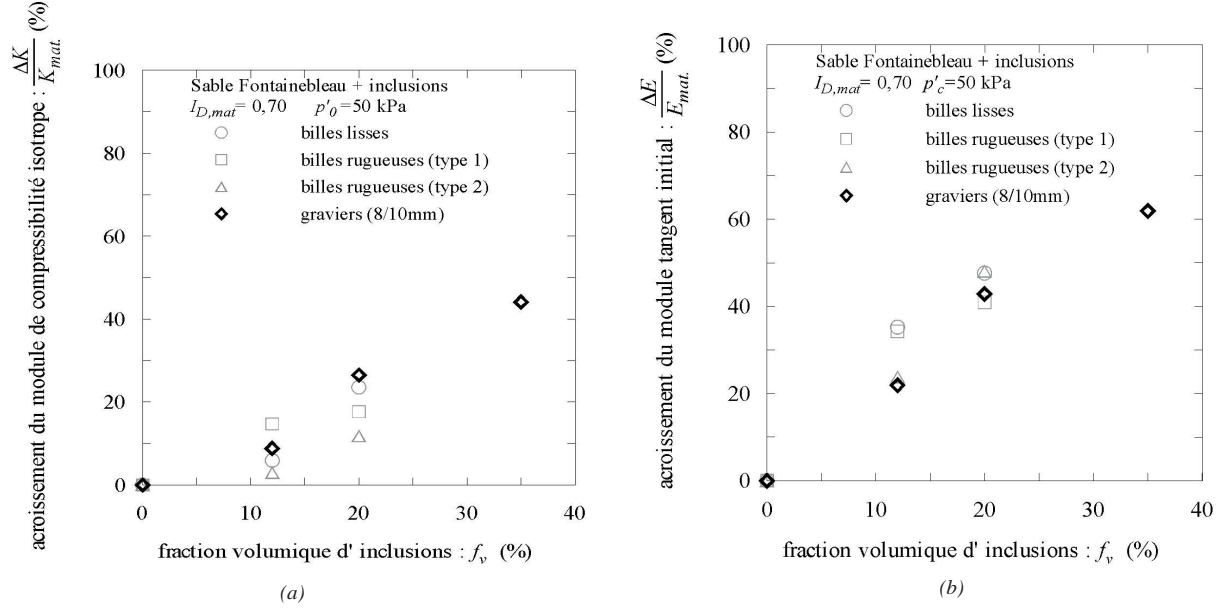


FIG. 3.15 – Influence du type d'inclusion sur l'évolution de l'accroissement de la raideur en fonction de la proportion d'inclusions : (a) cas du module d'Young, (b) cas du module de compression isotrope

3.3 Influence de l'état initial des éprouvettes

3.3.1 Effet de l'état de compacité

3.3.1.1 Plan d'essais

Pour étudier l'influence de ce paramètre, on réalise des essais sur des éprouvettes se trouvant dans un état lâche dense et dans un état dense. Les mélanges testés contiennent 20% de graviers. Nous effectuons également des essais sur des éprouvettes constituées uniquement par la matrice sableuse.

Dans les éprouvettes hétérogènes, la matrice étant le seul matériau déformable, c'est l'état de densité de celle-ci qui nous permet de décrire l'arrangement plus ou moins lâche de l'éprouvette entière. Ainsi pour les éprouvettes lâches l'indice de densité de la matrice $I_{D,mat.}$ est égale à 0,33 quelle que soit la proportion de gravier (0 ou 20%). Il en est de même, pour les éprouvettes denses pour lesquelles $I_{D,mat.} = 0,70$.

Les tableaux 3.7 et 3.16 répertorient les essais ayant servis à cette étude.

3.3.1.2 Résultats expérimentaux

(a) Influence sur le module de compression isotrope

Les figures 3.16 et 3.16 présentent les courbes de compression isotrope des éprouvettes constituées que par la matrice ainsi que celles des éprouvettes composées de la matrice sableuse mélangée à 20% de gravier. Comme le montre le tableau 3.7, dans le cas où la matrice est dans un état initial lâche, l'accroissement de raideur dû à la présence des inclusions vaut $\frac{\Delta K}{K_{mat.}} = 30\%$. Dans le cas d'une matrice dense l'accroissement de raideur a une valeur à peu près identique : $\frac{\Delta K}{K_{mat.}} = 26\%$.

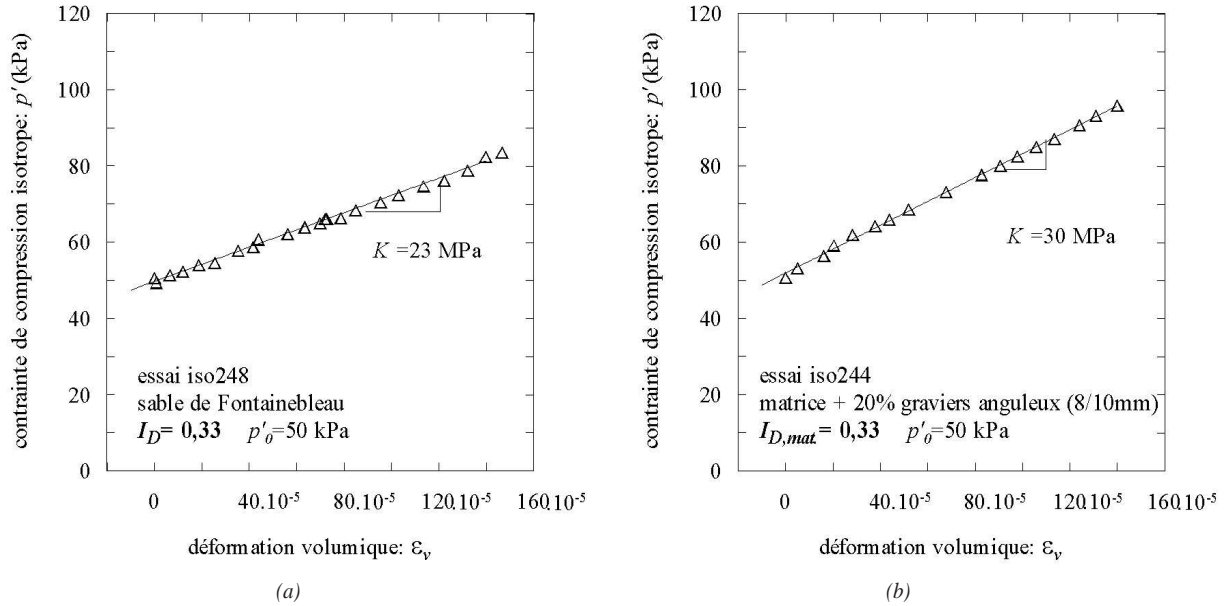


FIG. 3.16 – Influence des inclusions sur les courbes de compression isotrope : cas où la matrice est dans un état lâche

(b) Influence sur le module d'Young

Dans le cas d'un chargement triaxial, les courbes de chargement (figures 3.18 et 3.19) montrent que la présence d'inclusions dans l'éprouvette entraîne un accroissement de raideur $\frac{\Delta E}{E_{mat.}}$ identique quelque soit l'état d'arrangement initial de la matrice. En effet, on voit, dans le tableau 3.8, que, dans le cas où la matrice est dans un état dense $\frac{\Delta E}{E_{mat.}} = 46\%$ et que, dans le cas où la matrice est lâche $\frac{\Delta E}{E_{mat.}} = 49\%$.

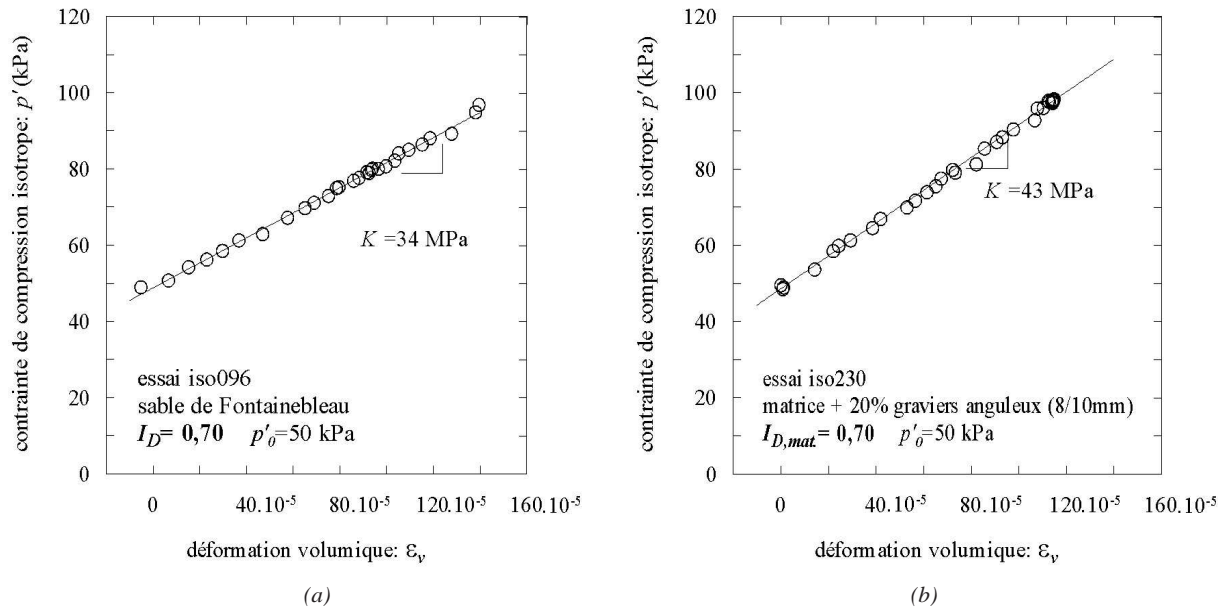


FIG. 3.17 – Influence des inclusions sur les courbes de compression isotrope : cas où la matrice est dans un état dense

TAB. 3.7 – Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence de l'état de densité de la matrice sur le module de compression isotrope

No. essai	type d'inclusion	f_v (%)	p'_0 (kPa)	$I_{D,mat.}$	K (MPa)	$\frac{\Delta K}{K_{mat.}}$ (%)
iso248	gravier	0	50	0,33	30	0
iso244		20			30	23
iso096	gravier	0	50	0,70	34	0
iso230		20			43	26

TAB. 3.8 – Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence de l'état de densité de la matrice sur le module de compression isotrope

No. essai	type d'inclusion	f_v (%)	p'_c (kPa)	$I_{D,mat.}$	E (MPa)	$\frac{\Delta E}{E_{mat}}$ (%)
T247	gravier	0	50	0,33	152	0
T243		20			227	49
T095	gravier	0	50	0,70	210	0
T229		20			306	46

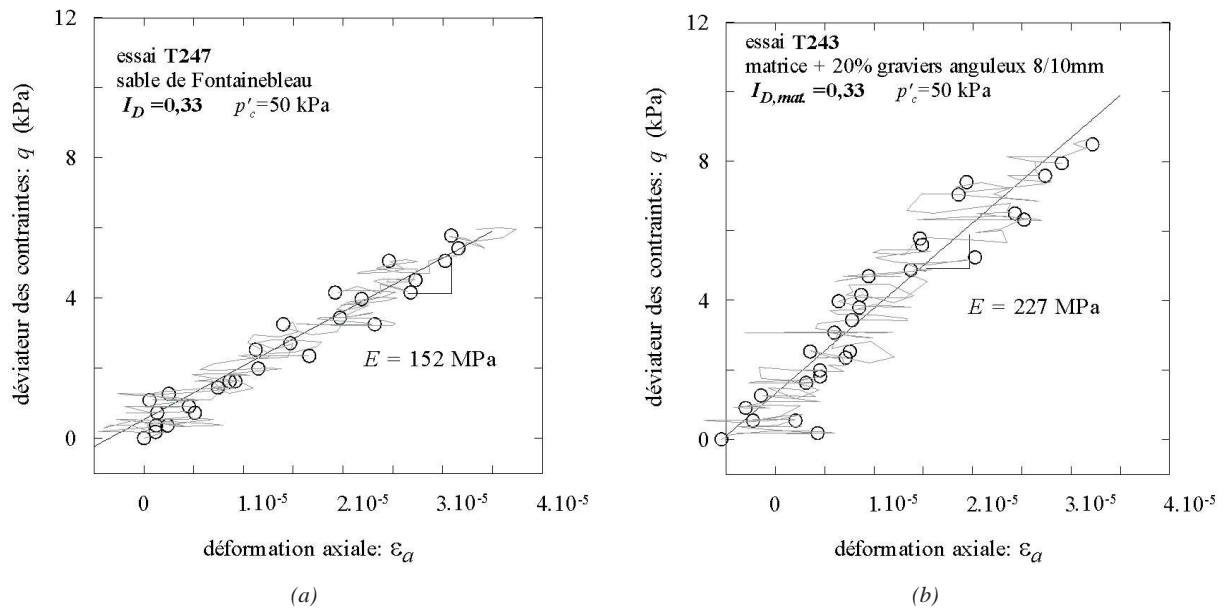


FIG. 3.18 – Influence des inclusions sur les courbes de chargement de compression triaxiale : cas où la matrice est dans un état lâche

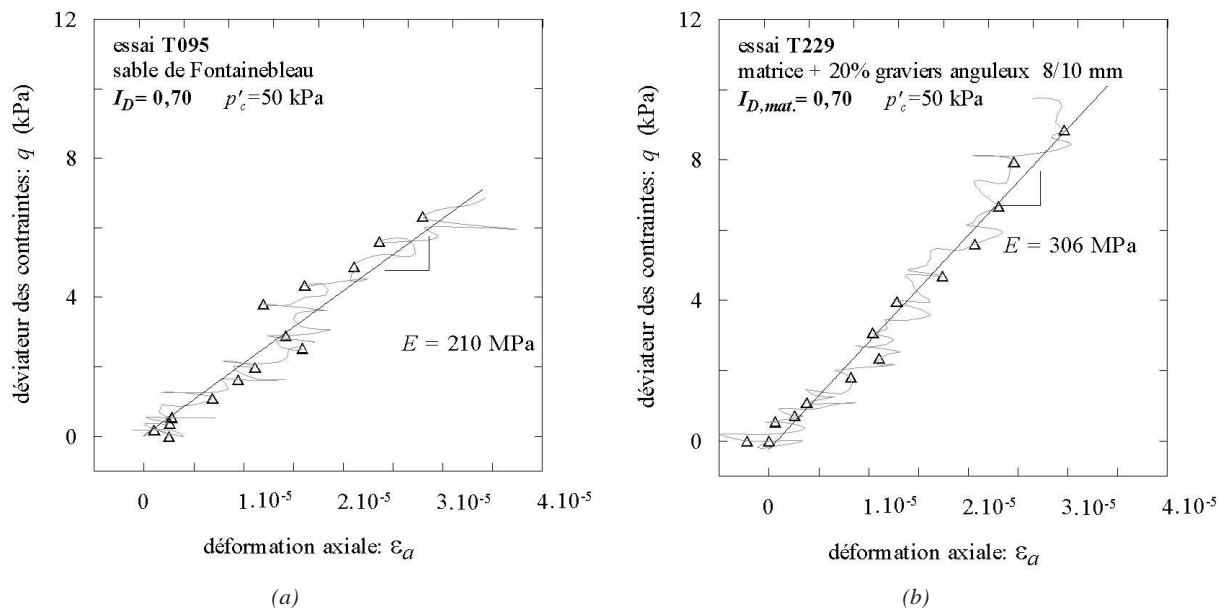


FIG. 3.19 – Influence des inclusions sur les courbes de chargement de compression triaxiale : cas où la matrice est dans un état dense

3.3.1.3 Analyse des résultats

La rigidité globale du sol hétérogène dépend de celle de la matrice, d'une part, et de celle des graviers, d'autre part.

Une variation de l'état de densité de la matrice au sein de l'éprouvette hétérogène, entraîne donc une variation locale de la raideur matricielle, il est donc logique que, plus la matrice est dense, plus les éprouvettes constituées que par la matrice et les éprouvettes hétérogènes (matrice+graviers) présentent une raideur plus élevée.

Les inclusions étant indéformables, l'augmentation des modules, causée par leur présence, est, de fait, indépendant de l'état de densité de l'éprouvette.

3.3.2 Influence de l'état de contrainte initiale

3.3.2.1 Plan d'essais

Nous étudions l'effet de ce paramètre dans le cas d'un mélange de sable et de gravier. Dans des essais de compression isotrope, l'état de contrainte initiale est décrit par le paramètre p'_0 . Dans le cas des essais triaxiaux, c'est le scalaire le paramètre p'_c qui représente l'état initial.

Ainsi, pour mettre en évidence l'influence de l'état de contrainte initiale sur le module de compression isotrope K , on réalise, des essais de compression isotrope à différentes valeurs de p'_0 .

Les caractéristiques de ces essais sont présentées dans le tableau 3.9.

Puis, afin d'étudier l'effet de l'état de contrainte initiale sur le module d'Young, on réalise des essais de cisaillement triaxiaux à différentes valeurs de p'_c . Les essais correspondants sont présentés dans le tableau 3.10.

3.3.2.2 Présentation des résultats

A titre d'illustration, nous présentons sur la figure 3.20 les courbes de chargement triaxial d'éprouvettes hétérogène : matrice+ 20% gravier et d'éprouvettes de matrice. Il s'agit d'es-

sais réalisés à $p'_c = 50, 100$ et 200 kPa. Ces courbes permettent de voir que le module d'Young de l'éprouvette constituée par la matrice et le module d'Young de l'éprouvette hétérogène, augmentent lorsque la contrainte initiale p'_c croît.

On constate, également, en comparant les courbes des éprouvettes des essais sur matrice avec les courbes des essais sur les éprouvettes hétérogènes, que, quelle que soit la valeur de p'_c , on observe, toujours, une augmentation du module d'Young causée par la présence des inclusions.

Afin de voir si ces observations sont vérifiées dans le cas des essais de compression isotrope, et pour d'autres valeurs de f_v (12 et 35%), on présente les tableaux 3.9 et 3.10. Ces tableaux répertorient, d'une part, les valeurs des modules K et E , et d'autre part, les valeurs des accroissements causés par la présence d'inclusions $\frac{\Delta K}{K_{mat}}$ et $\frac{\Delta E}{E_{mat}}$.

On constate bien que, quelle que soit la valeur de f_v , lorsque la contrainte initiale augmente, les modules K et E des éprouvettes de matrice et des éprouvettes hétérogènes, augmentent également.

On remarque, aussi, que l'accroissement de raideur causé par les inclusions est indépendant de l'état de contrainte initial. Comme le montre la figure 3.21, les courbes d'accroissement de raideur sont confondues quelle que soit l'état de contrainte initial.

3.3.2.3 Analyse des résultats

(a) Evolution des propriétés élastiques en fonction de l'état initial

Pour analyser l'évolution des propriétés élastiques du sol hétérogène avec l'état de contrainte initial, nous représentons la figure 3.22. On constate que comme dans le cas de l'éprouvette de matrice, les modules des éprouvettes hétérogènes évoluent de façon non linéaire avec les contraintes initiales p'_0 et p'_c .

Pour expliquer ce type d'évolution, nous traitons, à titre d'exemple, le cas du mélange matrice + graviers soumis à un cisaillement triaxial. Sur la figure 3.23, sont représentées l'évolution du module E des éprouvettes hétérogènes ainsi que les courbes de régression des points expérimentaux. On constate que les équations de ces courbes sont de

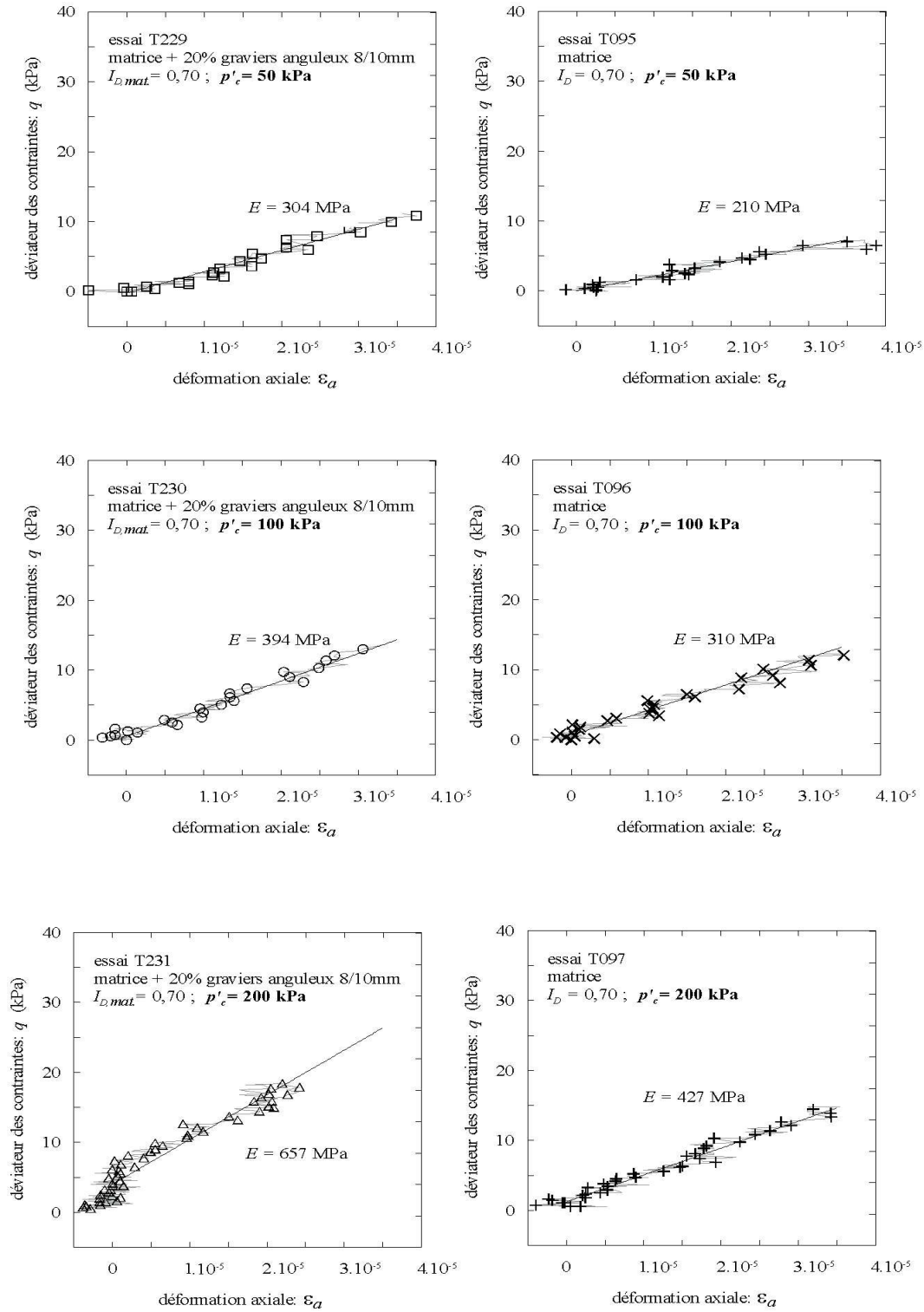


FIG. 3.20 – Courbes de cisaillement triaxial sur des éprouvettes hétérogènes et des éprouvettes de matrice; Influence de l'état de contrainte initial

TAB. 3.9 – *Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence de l'état de contrainte initial p'_0 sur le module de compression isotrope K*

No. essai	type d'inclusion	$f_v(\%)$	$p'_0(\text{kPa})$	$I_{D,mat.}$	K (MPa)	$\frac{\Delta K}{K_{mat}}$ (%)
iso096	gravier	0	50	0,70	34	0
iso156	gravier	12		0,70	37	9
iso230	gravier	20		0,70	43	26
iso234	gravier	35		0,70	49	44
iso097	gravier	0	100	0,70	44	0
iso157	gravier	12		0,70	*	*
iso231	gravier	20		0,70	57	30
iso235	gravier	35		0,70	65	48
iso098	gravier	0	200	0,70	75	0
iso158	gravier	12		0,70	*	*
iso232	gravier	20		0,70	95	27
iso236	gravier	35		0,70	112	49

* : résultat non interprétable (problème expérimental)

FIG. 3.21 – *Courbes d'accroissement de raideur- Influence de l'état de contrainte initial : (a) cas d'une compression isotrope, (b) cas d'un chargement triaxiale*

TAB. 3.10 – Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence de p'_c sur le module d'Young

No. essai	type d'inclusion	$f_v(\%)$	$p'_c(\text{kPa})$	$I_{D,mat.}$	$E \text{ (MPa)}$	$\frac{\Delta E}{E_{mat}} (\%)$
T095	gravier	0	50	0,70	210	0
T155	gravier	12		0,70	256	22
T229	gravier	20		0,70	300	43
T233	gravier	35		0,70	340	62
T096	gravier	0	100	0,70	310	0
T156	gravier	12		0,70	350	13
T230	gravier	20		0,70	396	27
T234	gravier	35		0,70	470	52
T097	gravier	0	200	0,70	427	0
T157	gravier	12		0,70	480	12
T231	gravier	20		0,70	580	36
T235	gravier	35		0,70	690	62
T098	gravier	0	400	0,70	570	0
T158	gravier	12		0,70	680	19
T232	gravier	20		0,70	800	40
T236	gravier	35		0,70	905	59

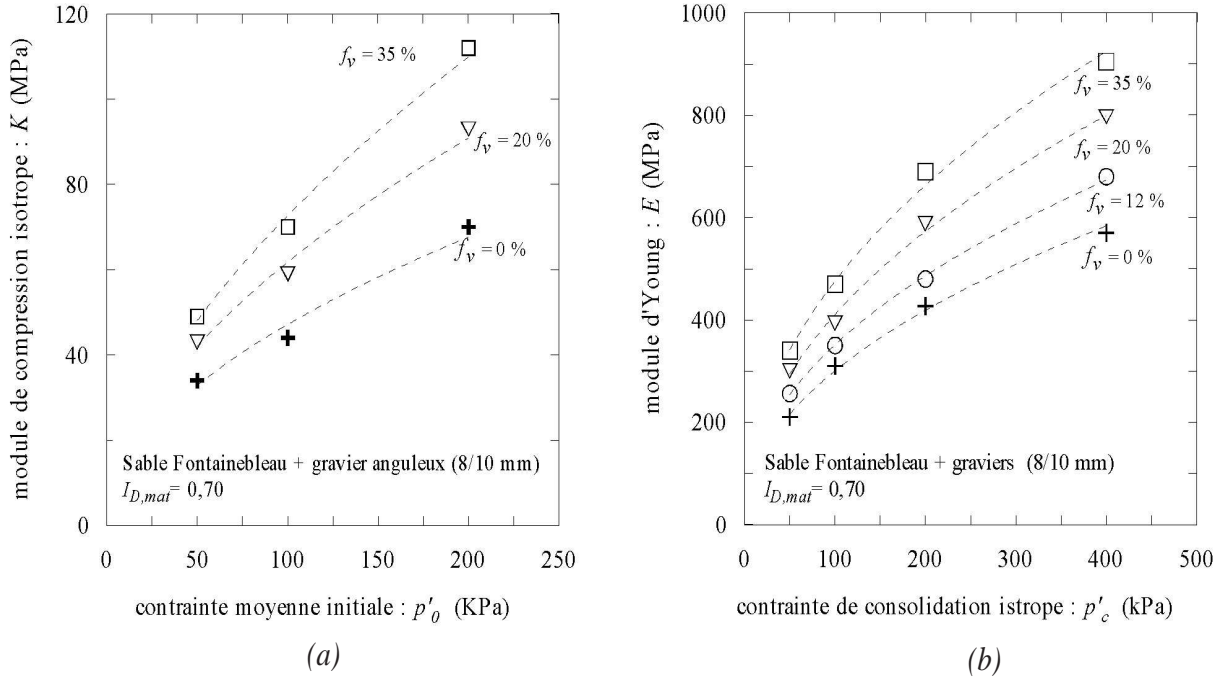


FIG. 3.22 – *Evolutions des propriétés élastiques des sols hétérogènes en fonction de l'état de contrainte initial : (a) évolution du module de compression isotrope, (b) évolution du module triaxial.*

la forme :

$$E = A(p'_c)^\alpha \quad (3.1)$$

Des études théoriques portant sur des assemblages des sphères élastiques, soumis à un chargement isotrope, ont déjà été menées (Mindlin & Deresiewicz, 1953). A partir de ces travaux, des relations non linéaires du type 3.1 ont été établies pour les milieux granulaires (Biarez & Hicher, 1994). Dans l'équation 3.1, l'exposant α permet de décrire le caractère non linéaire de l'évolution (E, p'_c) .

Comme l'illustre la figure 3.23, on constate que, en prenant $\alpha = 0,5$ et en faisant varier la valeur de A , on peut décrire l'évolution de E en fonction de p'_c , quelle que soit la proportion d'inclusion.

La non linéarité des propriétés élastiques d'un sol granulaire comme l'est la matrice, s'explique selon la théorie de Hertz, par la modification des contacts inter granulaires sous l'effet d'une compression isotrope. Les graviers étant indéformables, seule la matrice se déforme sous l'effet de la contrainte p'_c et confère au sol hétérogène son caractère non linéaire. Il est

donc logique que la présence d'inclusions ne modifie pas la non linéarité du sol.

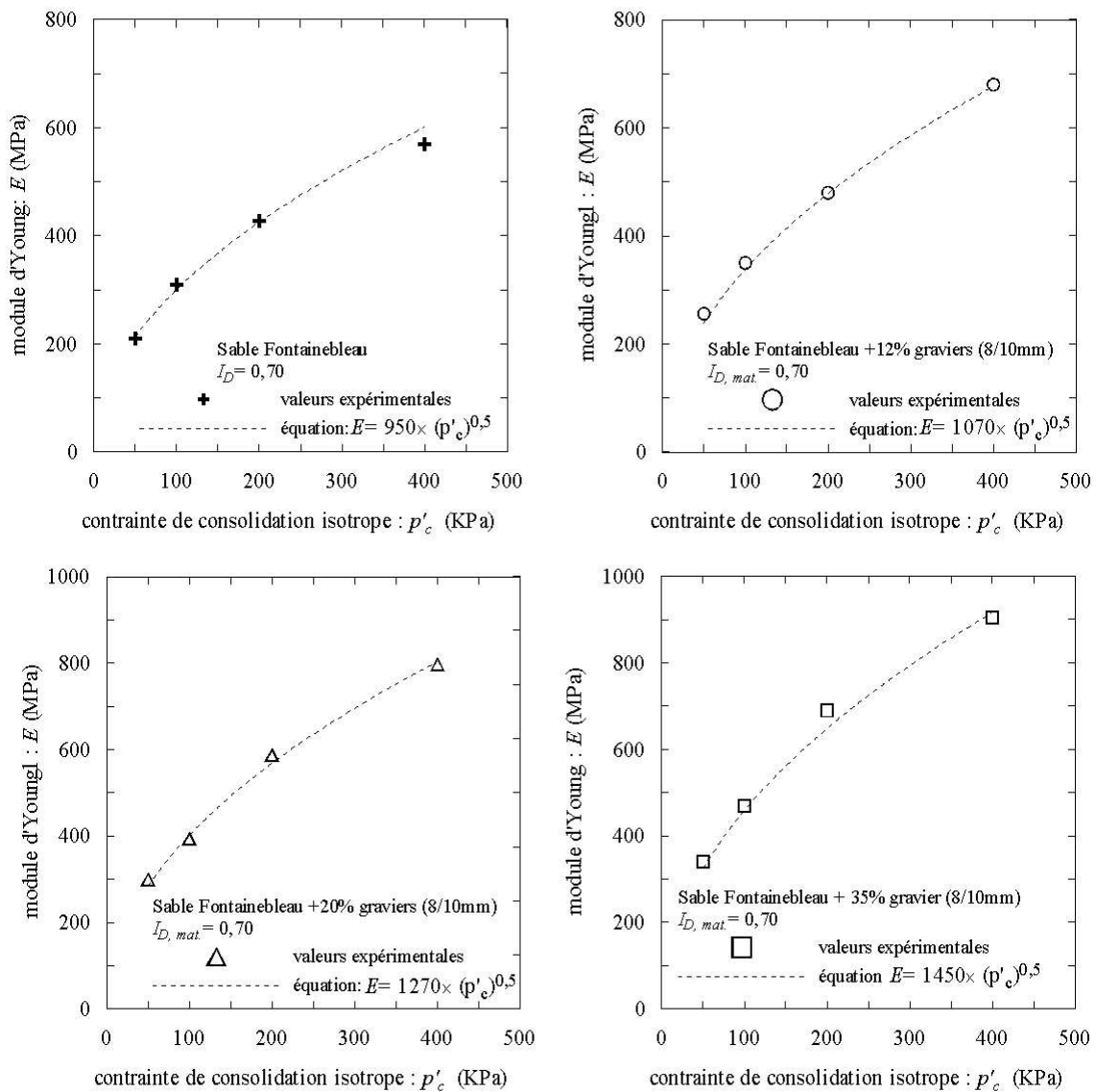


FIG. 3.23 – Influence de la proportion d'inclusion sur la non linéarité de l'élasticité

(b) Conservation de l'effet de renfort

L'indépendance de l'accroissement de raideur, causé par les inclusions, s'explique par le fait que l'effet d'augmentation de p'_0 et de p'_c , est entièrement repris par la matrice. Sous l'effet de cette augmentation de contrainte, seule la matrice se déforme et se rigidifie car les graviers

sont indéformables. Les propriétés des inclusions (rigidité et volume) restant constantes, il est logique que leur contribution à l'effet d'accroissement de raideur est inchangée quelle que soit la valeur de p'_c et de p'_0 .

3.4 Conclusions sur le comportement en petites déformations

La présence d'inclusions au sein du sol entraîne une augmentation significative des propriétés élastiques de celui-ci. On peut noter en effet, que, dès que la fraction volumique atteint 12%, la valeur du module d'Young augmente d'environ 20% ; pour des fractions plus élevées ($f_v=35\%$), cette augmentation peut atteindre plus de 60%.

Les résultats que nous avons obtenus, ne mettent pas en évidence un éventuel effet de la morphologie des inclusions.

L'interprétation de ces résultats dans le cadre des méthodes de reconstitution granulométrique montre que l'écèlement des inclusions provoque une nette diminution des caractéristiques élastiques du sol hétérogène. Cette diminution est d'autant plus grande que la proportion d'éléments écelés est grande.

Nous avons également montré, dans ce chapitre, que l'effet de renfort, observé, est indépendant des conditions initiales de compacité et de contrainte. Cela montre que l'effet de l'écèlement ne dépend que de la composition et de la structure du sol.

L'évolution non linéaire des caractéristiques élastiques vis-à-vis de la contrainte moyenne initiale p'_c , est un fait largement mis en évidence dans la bibliographie, dans le cas des sols granulaires ayant une granulométrie relativement homogène : c'est par exemple le cas des sables. Notre étude montre que, dans le cas d'un sol hétérogène, cette non linéarité est conservée. En effet, on peut relier le module d'Young du sol hétérogène à la pression p'_c par l'intermédiaire d'une loi puissance. On pressent donc que la présence d'inclusions dans le sol ne modifiera pas la structure de la loi de comportement élastique du sol : elle ne modifiera que la valeur des paramètres.

Chapitre 4

Comportement en grandes déformations

Après avoir étudié le comportement du sol hétérogène en petites déformations, nous étudions, maintenant, son comportement jusqu'à la rupture. Nous réalisons, pour ce faire, des essais triaxiaux en condition drainée, normalement consolidés à une contrainte isotrope p'_c . L'analyse de la mobilisation des efforts de résistance au cisaillement ainsi que celle du comportement volumique des éprouvettes sont faites.

Ce chapitre commence par la présentation d'un essai type en expliquant les résultats obtenus dans différents plans de représentation.

Ensuite, à partir d'un plan d'essais spécifique, on met en évidence et on analyse l'influence des propriétés des inclusions : fraction volumique, taille, caractéristiques morphologiques (état de surface et forme), sur le comportement du sol hétérogène.

Enfin, on examine l'influence de la contrainte initiale isotrope p'_c sur le comportement du sol hétérogène. Pour cela, on réalise des essais à différents niveaux de consolidation isotrope. Ces essais permettent d'analyser l'influence de la proportion d'inclusions sur les caractéristiques de rupture du sol. Nous analysons, également, le concept de l'état caractéristique dans le cas du sol hétérogène.

4.1 Résultats typiques et répétabilité des essais

4.1.1 Exemple type

En guise d'illustration, nous présentons les résultats d'un essai triaxial mené jusqu'à la rupture. L'éprouvette est constituée par un mélange de sable de Fontainebleau et d'une proportion volumique de gravier valant 35%. Les courbes expérimentales correspondant à

cet essai sont représentées sur la figure 4.1. La première courbe représente l'évolution du déviateur des contraintes $q = \sigma_1 - \sigma_3$ en fonction de la déformation axiale ε_a : c'est la courbe de cisaillement. Ensuite, nous représentons l'évolution de la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale ε_a : c'est la courbe de déformation volumique.

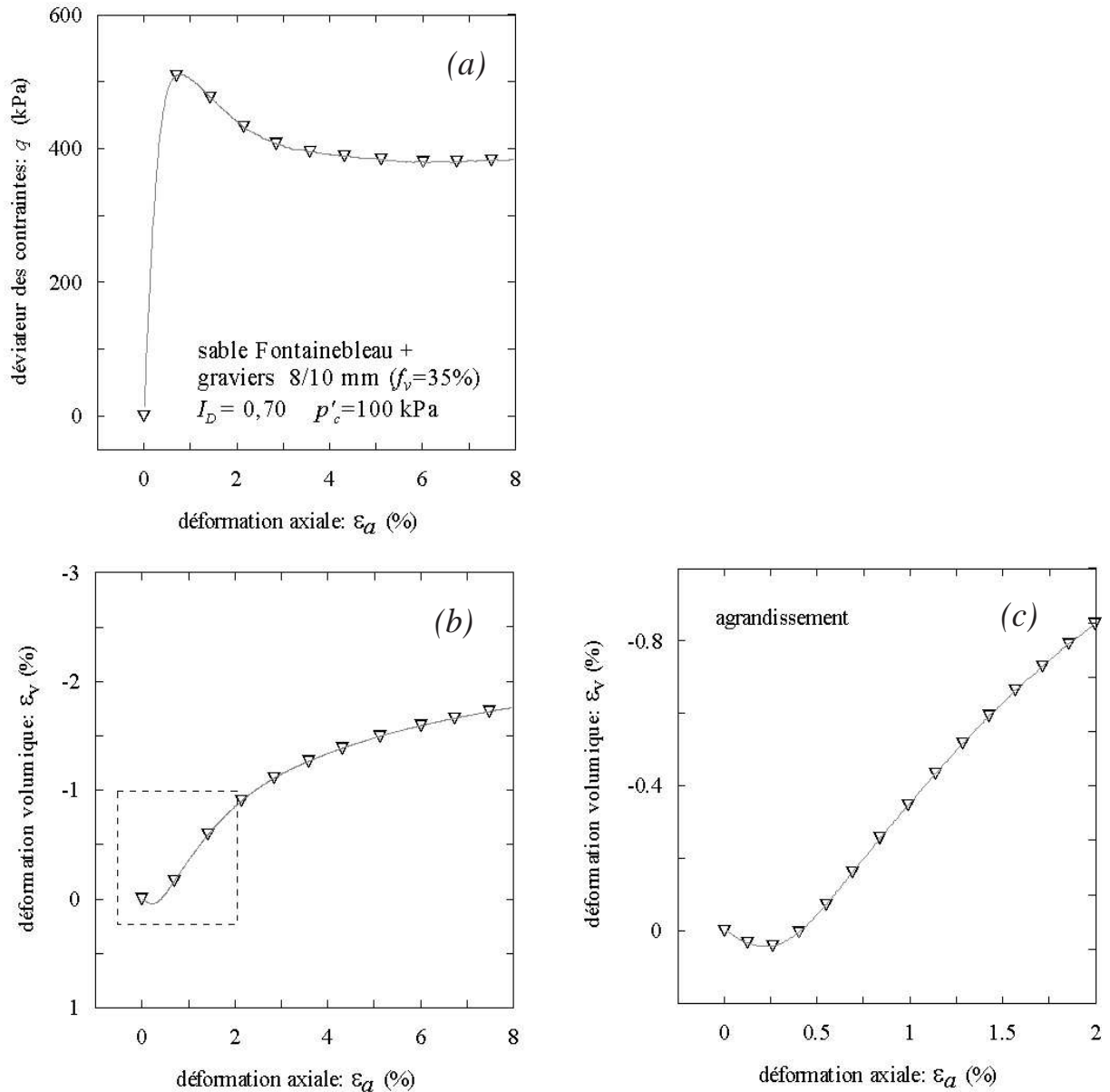


FIG. 4.1 – Résultat d'un essai triaxial typique : (a) courbe de cisaillement ; (b) courbe de déformation volumique

4.1.1.1 Courbe de cisaillement

La courbe q, ε_a montre une augmentation rapide et presque linéaire du déviateur q jusqu'à un maximum q_{max} . Puis, l'évolution du déviateur de contrainte décroît et se stabilise à une valeur résiduelle notée q_{res} , alors que la déformation axiale se poursuit. La phase de décroissance du déviateur correspond au fait que le champ de déformation au sein de l'éprouvette n'est plus homogène : ceci se traduit par le développement d'un plan préférentiel de rupture.

Le maximum de la courbe de cisaillement correspond au moment où la rupture de l'éprouvette se produit. La valeur du déviateur ainsi que celle de la déformation axiale à cet instant sont des valeurs remarquables et constituent donc les deux premières caractéristiques de rupture auxquelles nous nous intéresserons.

4.1.1.2 Courbe de déformation volumique

L'examen de la courbe $(\varepsilon_v, \varepsilon_a)$ permet d'identifier deux phases successives de comportement.

Au début du cisaillement, la déformation volumique décroît : cette phase correspond à la phase de contractance. A l'échelle du grain, la contractance correspond à un enchevêtrement des grains de sable car seule la matrice sableuse est déformable.

Puis, lorsque le cisaillement se poursuit, le sens d'évolution des variations de volume change : cette seconde phase correspond à la phase de dilatance du matériau. A l'échelle locale, cette phase correspond à un désenchevêtrement des grains.

Dans la majorité des cas, la rupture se produit lorsque l'éprouvette est en phase de dilatance. Nous définissons à cet instant le paramètre $\alpha_{max} = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a}$, qui représente le taux de dilatance à la rupture.

Si le cisaillement est poursuivi au delà du pic de rupture, on note un changement plus ou moins brusque de l'évolution des variations de volume : l'augmentation des variations de

volume est atténuée. Ceci correspond à l'effet de la localisation des déformations et donc au développement d'un plan de cisaillement. La déformation de l'éprouvette se traduit à ce moment, par un déplacement relatif de deux blocs suivant ce plan de cisaillement. Il est donc logique que les déformation volumiques tendent à se stabiliser alors que la déformation axiale se poursuit.

4.1.2 Evaluation de la répétabilité des essais

Afin de s'assurer du caractère significatif des résultats expérimentaux que nous obtiendrons, il est nécessaire de vérifier la répétabilité de comportement lors d'essais réputés identiques. A cet effet, nous avons effectué sur le dispositif, quatre essais triaxiaux drainés normalement consolidés sous une contrainte isotrope de 100 kPa. Les éprouvettes sont constituée d'un mélange de sable et d'une proportion volumique de graviers anguleux $f_v = 20\%$. Les inclusions ont un diamètre dont la valeur est comprise entre 8 mm et 10 mm.

Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure 4.2 montrent une bonne répétabilité en termes de résistance au cisaillement mobilisée et en termes de déformation volumique. L'incertitude sur la valeur du déviateur au pic de résistance, $\frac{\Delta q}{q_{moy}}$, vaut environs 8% et l'incertitude sur la valeur de la déformation volumique au pic est de 15%.

L'ensemble des courbes correspondant à ces essais forment un fuseau qui nous servira de référence tout au long de cette étude.

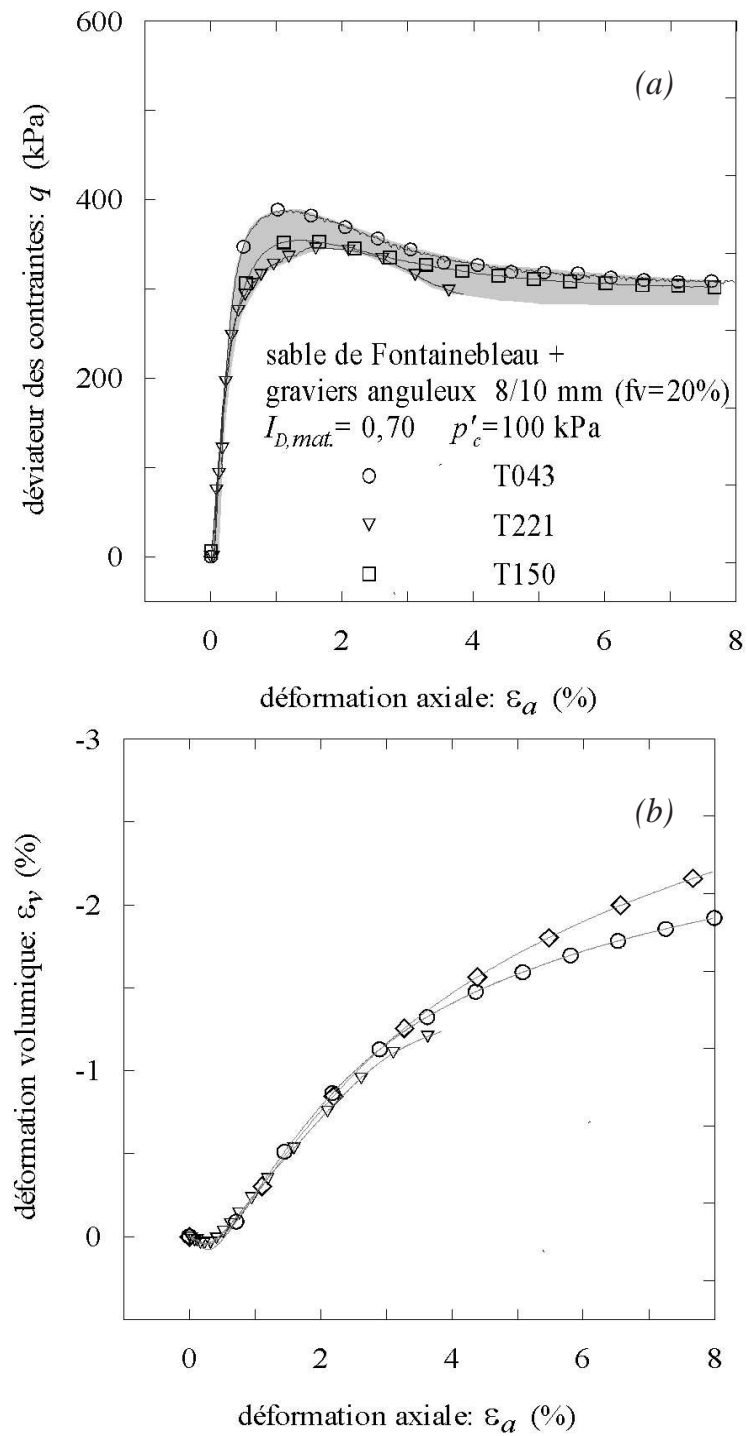


FIG. 4.2 – Essais de répétabilité : (a) courbe de cisaillement; (b) courbe de déformation volumique

4.2 Influence des propriétés des inclusions

4.2.1 Influence de la proportion de gravier

4.2.1.1 Programme d'essais

Afin d'étudier l'influence de ce paramètre, nous avons réalisé des essais triaxiaux sur des éprouvettes constituées de sable de Fontainebleau et d'une proportion volumique f_v de graviers 8/10 mm.

Pour toutes les éprouvettes, l'état initial de la matrice sableuse reste constant : $I_{D,mat.} = 0,70$. L'état de contrainte initial des éprouvettes reste également inchangé : $p'_c = 100$ kPa. Seule la proportion de gravier f_v varie de 0% et 60%. On réalise également un essai sur une éprouvette constituée uniquement de gravier : dans ce cas f_v vaut également 60% mais la proportion massique de graviers vaut $f_m = 100\%$.

Le tableau 4.1 répertorient tous les essais ainsi réalisés.

4.2.1.2 Présentation des résultats expérimentaux

Pour faciliter la lisibilité des graphiques, nous ne présentons pas sur la même figure toutes les courbes expérimentales.

Ainsi, sur la figure 4.3, nous présentons les courbes expérimentales des essais réalisés sur les éprouvettes contenant 0, 20 et 35% de graviers.

Puis sur la figure 4.4 sont présentées les courbes des essais réalisés sur les éprouvettes contenant 0, 35, 60% de gravier. Sur cette seconde figure, nous avons présenté, également, l'essai sur l'éprouvette qui ne contient que des graviers ($f_v = 60\%$ sans matrice).

(a) Résistance au cisaillement

Les courbes de cisaillement q, ε_a montrent que la présence de graviers entraîne un accroissement du déviateur à la rupture q_{max} . Les valeurs des déviateurs à la rupture, ainsi que celles des accroissement sont répertoriées dans la tableau ??.

On constate, également, que la valeur résiduelle du déviateur $q_{res.}$ augmente également avec la proportion de graviers. Il faut cependant noter que l'éprouvette hétérogène qui contient 60% de gravier et l'éprouvette ne contenant que des graviers, ont une résistance résiduelle presque identique.

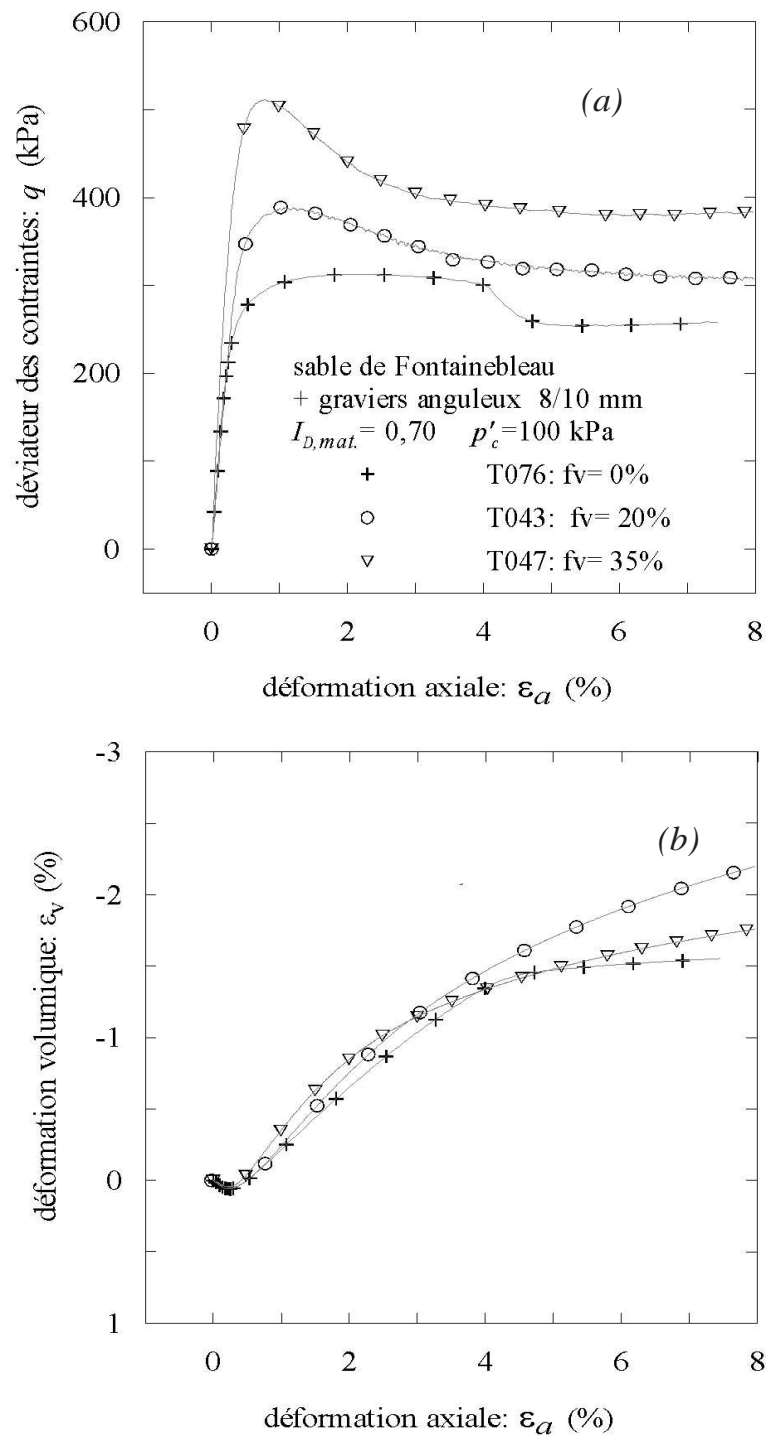


FIG. 4.3 – Influence de la proportion de graviers : (a) courbe de cisaillement ; (b) courbe de déformation volumique

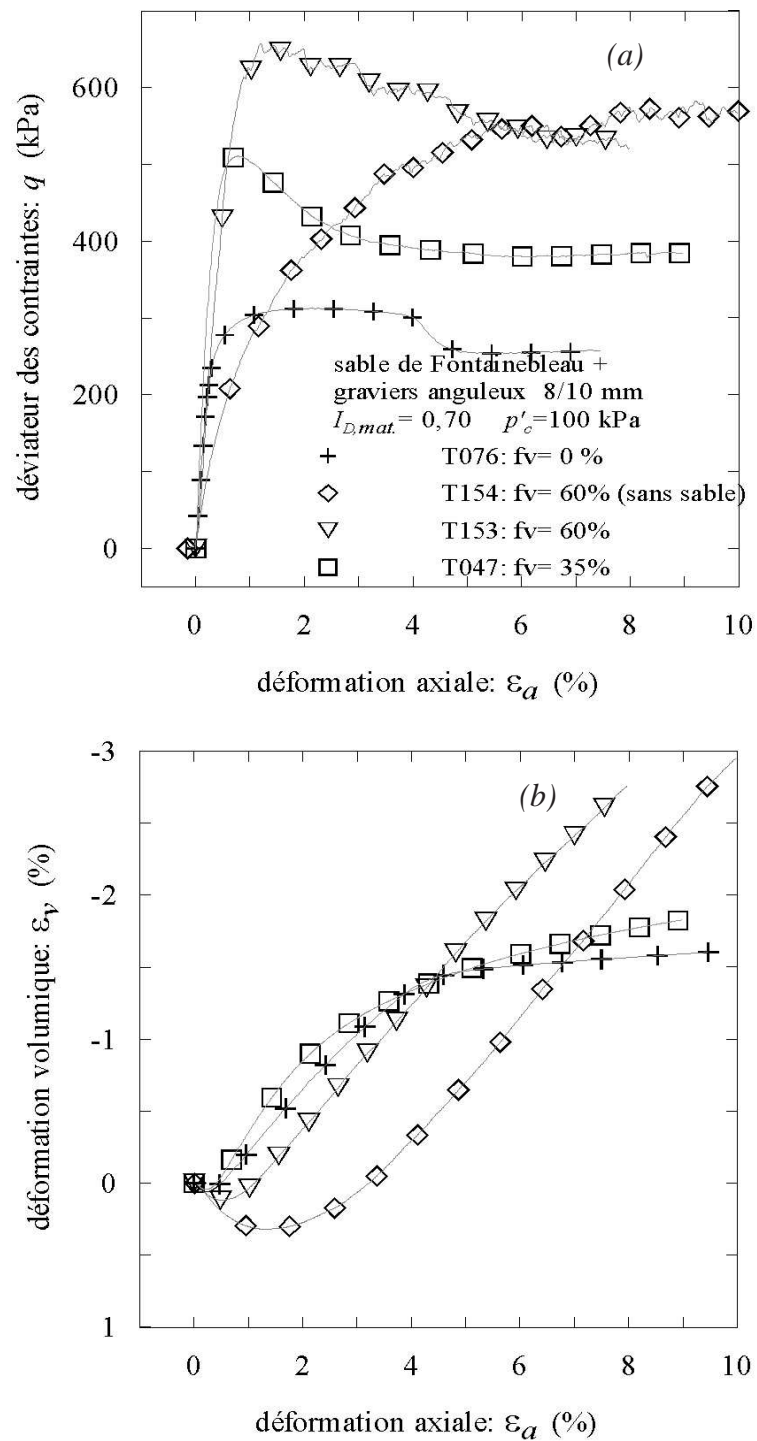


FIG. 4.4 – Influence de la proportion de graviers : (a) courbe de cisaillement ; (b) courbe de déformation volumique

TAB. 4.1 – *Caractéristiques des essais mettant en évidence l'influence de la proportion d'inclusions*

N° essai	type d'inclusion	f_v (%)	taille	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)*
T063	-	0	-	328	0
T064	-	0	-	317	0
T076	-	0	-	312	0
T044	graviers	12	8/10 mm	346	8
T149	graviers	12	8/10 mm	338	6
T222	graviers	12	8/10 mm	345	8
T043	graviers	20	8/10 mm	390	22
T142	graviers	20	8/10 mm	352	10
T150	graviers	20	8/10 mm	356	12
T221	graviers	20	8/10 mm	345	8
T047	graviers	35	8/10 mm	512	61
T151	graviers	35	8/10 mm	515	61
T220	graviers	35	8/10 mm	508	59
T153	graviers	60	8/10 mm	659	107
T154**	graviers	60	8/10 mm	584	83

* $\Delta q_{max} = q_{max} - q_{max,mat}$; comme valeur de $q_{max,mat}$ on prend la valeur moyenne du déviateur à la rupture quand $f_v = 0$

** il s'agit de l'essai réalisé sur l'éprouvette constituée uniquement de graviers

Pour des proportions de graviers supérieures à 35%, les courbes de chargement ont une évolution en dents de scie.

On constate enfin que la courbe de chargement de l'éprouvette ne contenant ne présente pas de pic de rupture.

(b) Déformation volumiques

En termes de variation de volume, la présence des graviers ne semble avoir aucune influence notable sur la phase de contractance dans le plan $(\varepsilon_v, \varepsilon_a)$. Cette observation n'est faite que pour des fractions volumiques de graviers inférieures à 35%.

TAB. 4.2 – Influence de la proportion de graviers sur le taux de dilatance.

f_v (%)	$\alpha = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_{a\text{ rupture}}}$
0	0,45
12	0,52
20	0,57
35	0,65
60	0,43
60*	0,39

* éprouvette constituée que de gravier

On constate que, au delà de 35% de graviers, la phase de contractance devient d'autant plus grande que la proportion de gravier augmente.

L'examen de la courbe de variation de volume, lors de la phase de dilatance, montre que, lorsque la valeur de f_v croît jusqu'à 35%, le taux de dilatance à la rupture augmente. Au delà de cette proportion de graviers, la valeur du taux de dilatance revient à la valeur qu'il avait pour $f_v = 0\%$ (voir tableau 4.2).

4.2.1.3 Analyse des résultats

Commençons par analyser et expliquer les différences de comportement qu'on observe lorsque la proportion de graviers passe de 35% à 60%. Nous pensons qu'au delà de 35% de graviers, ces éléments sont contact les uns avec les autres. L'évolution en dent de scie de la courbe de cisaillement qu'on observe pour de grande valeurs de f_v indique qu'il se produit, lors du chargement, une cassure des graviers. Nous avons fait une analyse granulométrique du sol hétérogène en fin d'essai. Ces analyses montrent bien que, lorsque f_v est supérieur à 35%, la granulométrie des graviers évolue (tableau 4.3).

Donc au seuil de 35% de gravier, on passe d'un sol hétérogène où les graviers sont entourés par la matrice sableuse, à un sol constitué d'un empilement de graviers qui forment une structure macro granulaire dont les vides sont plus ou moins remplis par une matrice sableuse (figure 4.5).

TAB. 4.3 – *Distribution granulométrique des graviers 8/10 mm après essai.*

<div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg);"> diamètre (mm) fv(%) </div>	8	5	3,15	1,6	0,8
35	100	0	0	0	0
60	95	2,7	0,7	0,45	0,9
60*	97	2	0,3	0,3	0,1

* éprouvette constituée que de gravier

Ce changement de structure se traduit, également, en termes de variations de volume, par une augmentation significative de la phase de contractance. Dans le cas où f_v est inférieur à 35%, c'est la matrice sableuse qui se déforme. Par contre, dans le cas où $f_v > 35\%$, la déformation globale de l'éprouvette correspond, d'une part, à la déformation de la matrice interstitielle, et d'autre part, à la déformation de l'assemblage de graviers.

On observe une raideur post-pic plus importante et une phase de contractance moins importante lorsque f_v vaut 60%. Ceci s'explique par le fait que, lorsque les vides de la structure macro granulaire sont remplis par la matrice de sable, l'enchevêtrement des graviers est limité ; par contre, lorsque l'éprouvette ne contient pas de matrice, les gravier peuvent plus facilement s'enchevêtrer.

Donc, pour de grandes proportions de graviers ($f_v > 35\%$), l'augmentation de la résistance au cisaillement est due principalement contact entre les graviers.

Par contre, pour des proportions de graviers plus faibles ($f_v < 35\%$), l'augmentation de la résistance au cisaillement est sûrement dûe au fait que les graviers constituent des éléments rigides qui, mélangés à la matrice, contribuent à la **résistance globale** de l'éprouvette au cisaillement. Dans les parties qui suivent, nous mettrons en évidence les phénomènes mécaniques qui interviennent lorsque ce type de renfort à lieu.

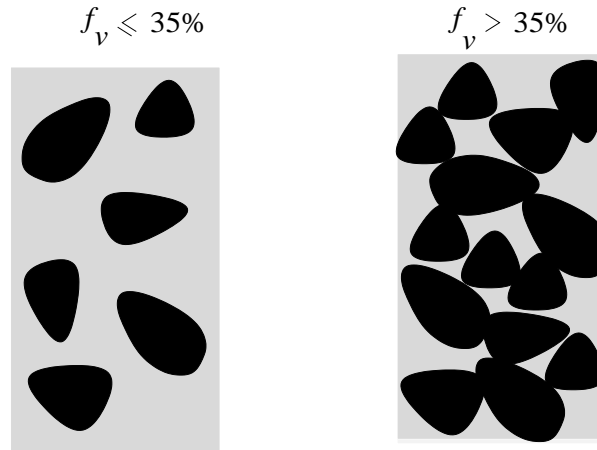


FIG. 4.5 – Représentations des deux types d'arrangement des inclusions

4.2.2 Influence de la taille des graviers

4.2.2.1 Programme d'essais

Pour observer l'influence de ce paramètre, on réalise une série d'essais sur des éprouvettes hétérogènes, en faisant varier la taille des graviers. Cette étude a été réalisée sur des éprouvettes contenant 20, puis 35% de graviers.

Dans un premier temps, on utilise des coupures granulométriques relativement sérées : 4/5 mm, 8/10 mm et 16/20 mm (cf. tableau 4.8). Une vue des ces coupures granulométriques est présentée sur la figure 4.6

Puis, on examine le cas où les graviers ont une granulométrie plus étalée. Pour cela, en mélangeant, en proportion de $\frac{1}{2}$ ou $\frac{1}{3}$, les coupures granulométriques précédentes, on obtient des coupures granulométriques plus étalées :

- 8/20 mm : mélange de $\frac{1}{2}$ (8/10mm) + $\frac{1}{2}$ (16/20mm) ;
- 4/10 mm : mélange de $\frac{1}{2}$ (4/5mm) + $\frac{1}{2}$ (8/10mm) ;
- 4/20 mm : mélange de $\frac{1}{3}$ (4/5mm) + $\frac{1}{3}$ (8/10mm) + $\frac{1}{3}$ (16/20mm).

On présente, sur la figure 4.7, à titre d'illustration, une vue des graviers 4/20 mm.

Les tableaux 4.5 et 4.6 répertorient les différents essais réalisés.

On procède à une observation comparative du comportement des éprouvettes constituées par les différents mélanges.



FIG. 4.6 – Vue des différentes tailles de graviers



FIG. 4.7 – Vue des graviers 4/20 mm

4.2.2.2 Présentation des résultats expérimentaux

(a) Cas où $f_v = 20\%$

Afin d'évaluer si les effets de taille sont significatifs, nous nous reportons à un fuseau de référence. Ce fuseau est constitué par l'ensemble des courbes correspondantes aux essais réalisés sur le mélange : matrice + 20% de graviers 8/10 mm.

Dans le cas des graviers à granulométrie serrée, les résultats sont présentés sur la figure 4.8. Dans le cas des granulométries plus étalées on présente les résultats des essais sur les figures 4.9 et 4.10.

Les courbes de chargement montrent que la valeur du déviateur de contrainte à la rupture q_{max} est indépendante de taille des inclusions ainsi que de leur distribution granulométrique.

TAB. 4.4 – *Tableau d'essais utilisés pour mettre en évidence l'influence de la taille des inclusions*

N° essai	type d'inclusion	f_v (%)	taille
T175	graviers	20	4/5 mm
T043	graviers	20	8/10 mm
T150	graviers	20	8/10 mm
T221	graviers	20	8/10 mm
T054	graviers	20	16/20 mm
T055	graviers	20	16/20 mm
T047	graviers	35	8/10 mm
T151	graviers	35	8/10 mm
T220	graviers	35	8/10 mm
T224	graviers	35	16/20 mm

TAB. 4.5 – *Tableau d'essais utilisés pour mettre en évidence l'influence de la distribution granulométrique des inclusions*

N° essai	type d'inclusion	f_v (%)	taille
T043	graviers	20	8/10 mm
T150	graviers	20	8/10 mm
T221	graviers	20	8/10 mm
T140	graviers	20	8/20 mm

TAB. 4.6 – *Tableau d'essais utilisés pour mettre en évidence l'influence de la distribution granulométrique des inclusions*

N° essai	type d'inclusion	f_v (%)	taille
T175	graviers	20	4/5 mm
T129	graviers	20	4/10 mm
T171	graviers	20	4/20 mm
T121	graviers	20	4/20 mm

En effet, toutes les courbes de chargement s'insèrent dans le fuseau de référence.

En termes de variation de volume, jusqu'au moment de la rupture, le comportement du sol hétérogène est également indépendant de la granulométrie des graviers.

Cependant, après la rupture, on remarque que les courbes de variation de volume des éprouvettes hétérogènes contenant des graviers de grande taille (16/20 mm) s'incurvent plus tôt que les courbes des éprouvettes contenant des graviers plus petits.

Lorsque les graviers 16/20 mm sont mélangés avec des graviers d'autres tailles, en proportions identiques, on observe toujours le même phénomène (Figure 4.9). Par contre, lorsque les graviers 16/20 sont en proportion minoritaire, cet incurvement précoce de la courbe $(\varepsilon_v, \varepsilon_a)$, se voit moins (Figure 4.10).

(b) Cas où $f_v = 35\%$

Pour cette proportion de gravier, nous n'avons traité que le cas où les graviers ont une granulométrie serrée.

Les courbes des essais sont présentées sur la figure 4.11. On constate que pour cette proportion de graviers, la taille des ces éléments n'a d'influence, ni sur la résistance au cisaillement, ni sur l'évolution des variations de volume.

4.2.2.3 Analyse des résultats

L'absence d'effet de taille s'explique par le fait que :

- quelle soit la taille des graviers, ces derniers “voient” la matrice comme un milieu homogène ;
- l'éprouvette de diamètre 100 mm est suffisamment grande pour que le sol tester contiennent des inclusions variables allant jusqu'à 20 mm.

Cet absence d'effet de taille signifie que, quelle que tant que la taille des graviers est comprise entre 4 mm et 20 mm, on teste le volume élémentaire représentatif du sol hétérogène.

Examinons ce qui se passe si la taille des graviers est inférieure à 4 mm.

Pour cela, réalise des essais sur des éprouvettes hétérogènes contenant des graviers dont la

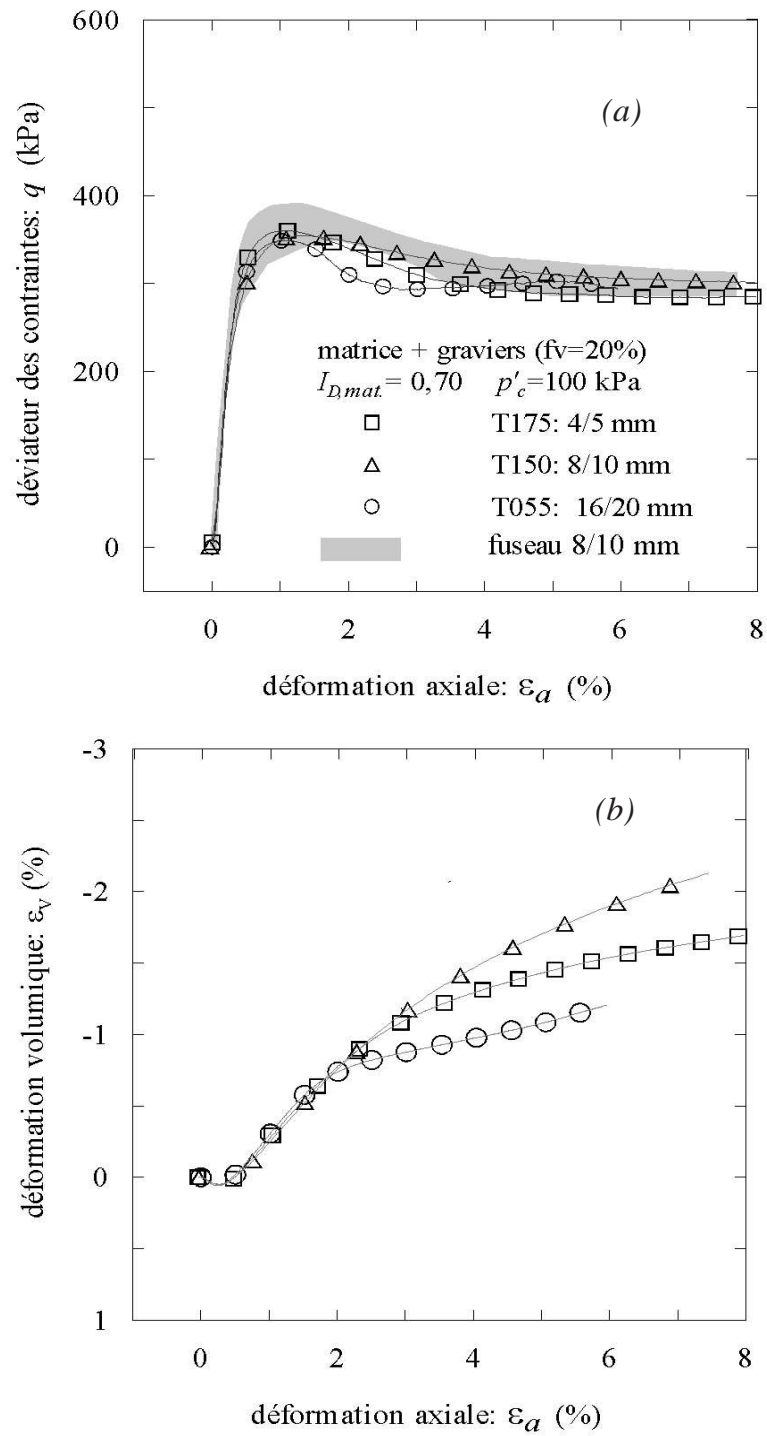


FIG. 4.8 – Influence de la taille des graviers (cas où $fv = 20\%$) : (a) courbe de cisaillement ; (b) courbe de déformation volumique

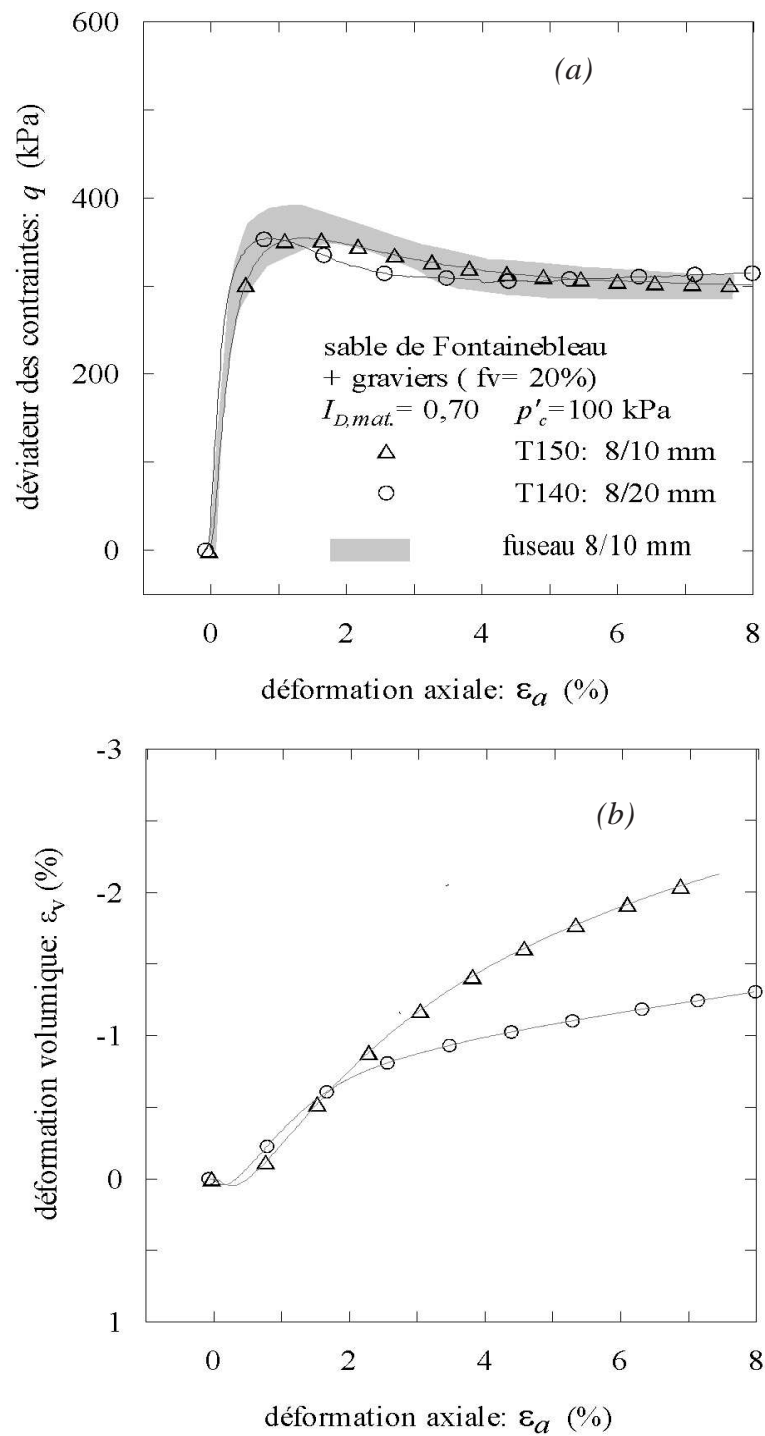


FIG. 4.9 – Influence de l'étalement granulométrique des graviers : (a) courbe de cisaillement ; (b) courbe de déformation volumique

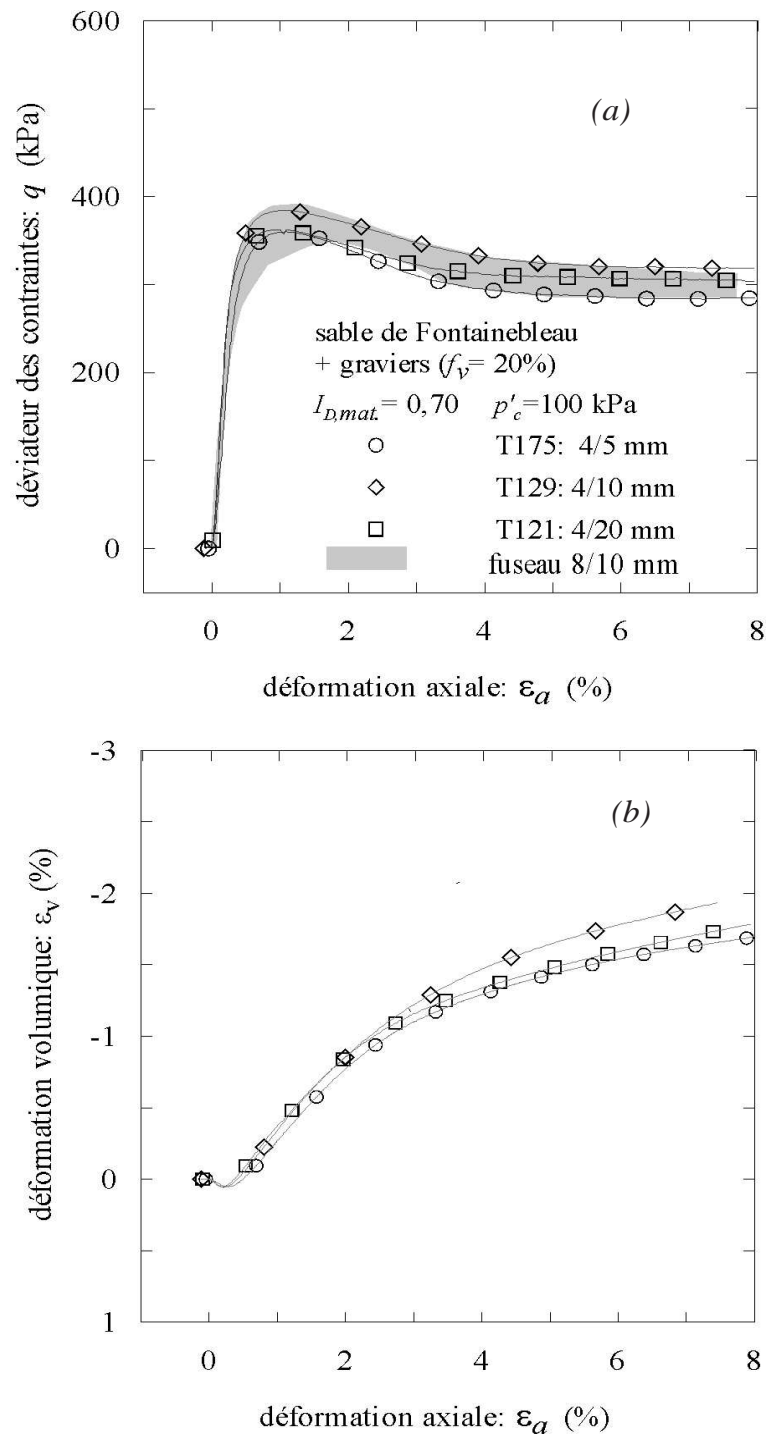


FIG. 4.10 – Influence de l'étalement granulométrique des graviers : (a) courbe de cisaillement ; (b) courbe de déformation volumique

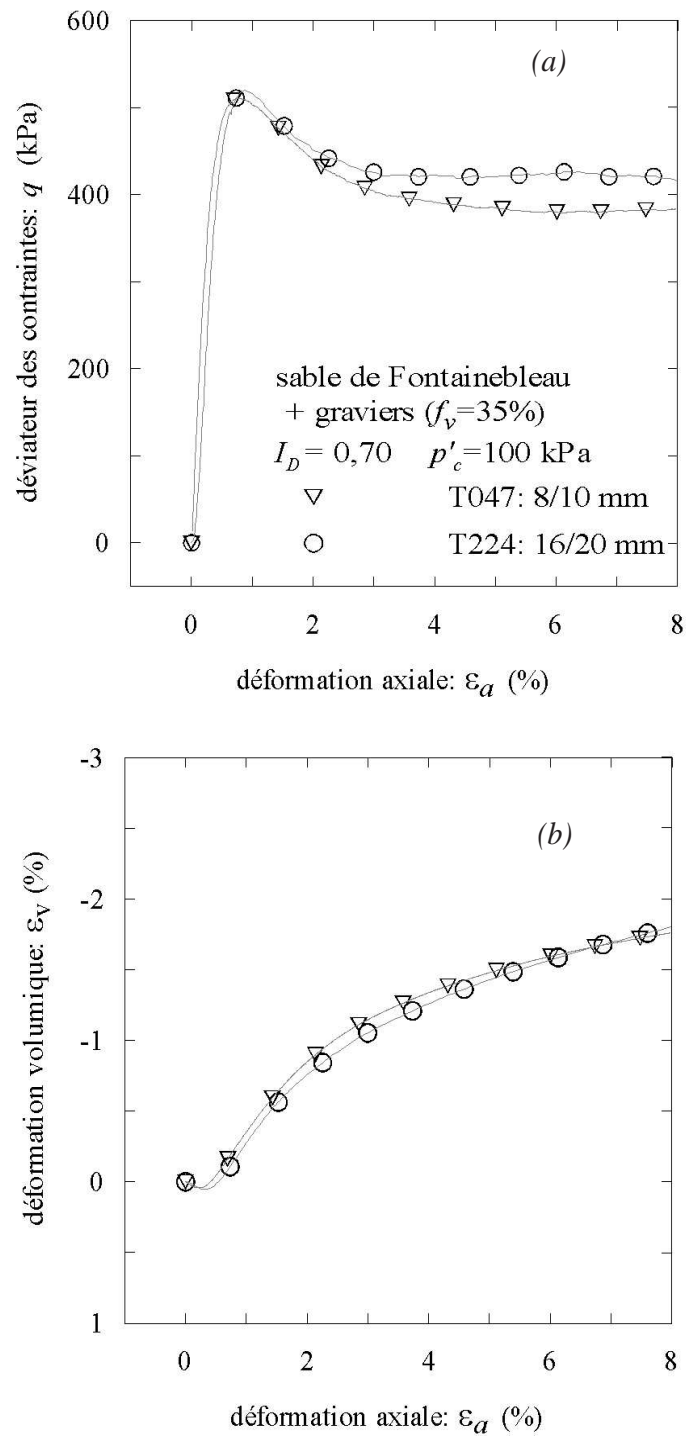


FIG. 4.11 – Influence de la taille des graviers (cas où $f_v = 35\%$) : (a) courbe de cisaillement ; (b) courbe de déformation volumique

taille vaut successivement 2 mm et 1 mm. On fait alors une étude comparative des comportements des éprouvettes lorsque la taille des inclusions décroît de 20 mm à 1 mm. Le rapport entre le diamètre moyen des grains de sable $d_{50} = 0,20$ mm et celui des graviers vaut successivement $\frac{d_{matrice}}{d_{inclusion}} : \frac{1}{90}; \frac{1}{50}; \frac{1}{20}; \frac{1}{10}; \frac{1}{5}$. Les courbes correspondant à ces essais, sont rassemblées sur la figure 4.12. On constate que, au delà d'un rapport compris entre $\frac{1}{20}$ et $\frac{1}{10}$, le comportement du sol hétérogène est modifié. On constate, en effet, que les valeurs du déviateur de contrainte à la rupture augmentent, et que l'échantillon est de plus en plus dilatant. Nous pensons donc qu'à partir de ce seuil, les graviers ne voient pas la matrice sableuse comme un milieu homogène, mais comme un milieu granulaire dont la microstructure (échelle du grain de sable) est susceptible d'interagir avec leur forme. Ces interactions, des phénomènes locaux comme, par exemple, dilatance locale due à un désenchevêtrement des graviers qui se sont insérés dans les interstices de l'assemblage de grains de sable.

De manière intuitive, on aurait pu penser que plus la taille des inclusions se rapproche de celle des grains de la matrice sableuse et plus le comportement de l'éprouvette hétérogène se rapprocherait du comportement de celle-ci : on aurait donc une évolution du déviateur à la rupture q_{max} qui ressemblerait à celle indiquée en traits discontinus sur la figure 4.13. Mais, de façon expérimentale, on observe une évolution qui est toute autre : on constate comme le suggère la courbe en trait continu, sur la figure 4.13, que la valeur du déviateur q_{max} des éprouvettes hétérogènes augmentent et donc s'éloigne du déviateur q_{max} de l'éprouvette de sable. Nous pensons que, en poursuivant la diminution de la taille des graviers après cette phase d'accroissement, on rejoindrait le comportement de la matrice sableuse.

Donc si la taille des graviers est suffisamment grande pour voir la matrice comme un milieu homogène alors, quelle que soit la taille des inclusions le sol testé est toujours un volume élémentaire représentatif. Dans ce conditions de séparation de taille et sous réserve que l'éprouvette soit suffisamment grande par rapport à la taille des éléments du sols, le comportement du sol hétérogène est inchangé.

TAB. 4.7 – Influence de la taille des éprouvettes

No. essai	dimensions éprouvettes	q_{max} (kPa)	$q_{max, moyen}$ (KPa)	α	α_{moyen}
T150	ϕ 100 mm ; h. 200 mm	356	361	0,54	0,55
T142		352		0,52	
T221		345		0,60	
T043		390		0,53	
E05	ϕ 300 mm ; h. 600 mm	393	389	0,59	0,60
E06		385		0,62	

Pour vérifier que, lorsque qu'on réalise des essais sur des éprouvettes de diamètre de 100 mm, on travaille bien avec un volume représentatif, nous avons réalisé deux essais triaxiaux sur des éprouvettes de plus grandes dimensions : diamètre 300 mm et hauteur 600 mm. Le mélange testé est constitué de sable de Fontainebleau de 20% de gravier 8/10 mm. Les conditions initiales d'essais sont les mêmes que celle imposées sur les essais réalisés sur le dispositif ϕ 100 mm.

La figure 4.14 permet de comparer les résultats des essais réalisés sur les deux dispositifs. Les résultats des essais sont rassemblés dans le tableau 4.7. On constate que, aussi bien en termes de résistance au cisaillement, qu'en termes de variation de volume, le comportement des éprouvettes hétérogènes (matrice + 20% graviers 8/10 mm) est le même, quelles que soient les dimensions de l'éprouvette. Cela signifie que sur le dispositif ϕ 100 mm, on teste bien un volume élémentaire représentatif.

4.2.3 Effet des propriétés morphologiques des inclusions

4.2.3.1 Plan d'essai

Nous avons montré dans la section 4.2.1 que, même en présence d'une proportion relativement faible de graviers ($f_v < 35\%$), la résistance du sol était accrue. Nous avons justifié cet effet de renfort par la contribution de la rigidité des graviers à la résistance au cisaillement au globale de l'éprouvette. L'objet de cette section, est de vérifier le rôle que peut jouer les

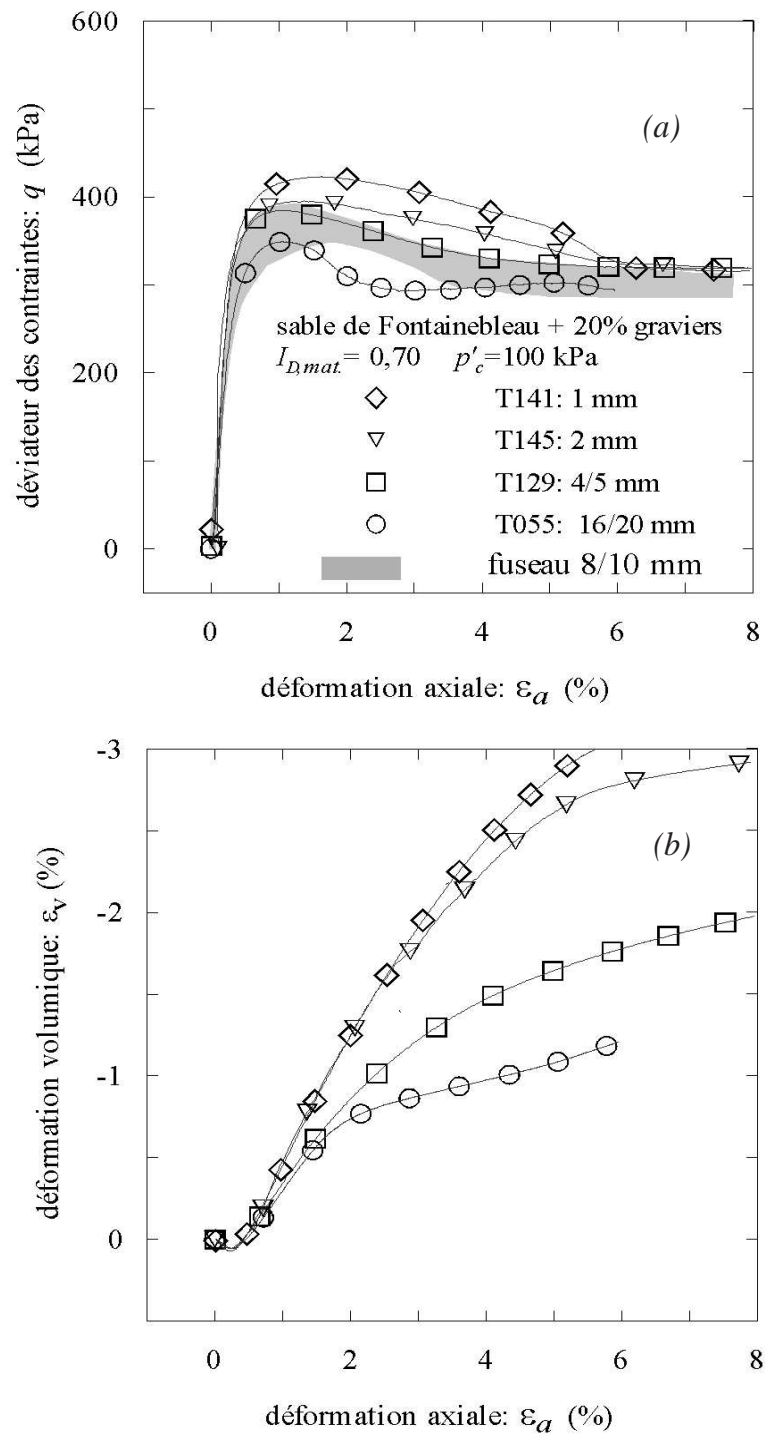


FIG. 4.12 – Influence de la taille des éléments écrêtés (cas des graviers) : (a) courbe de chargement ; (b) courbe de variation de volume ; (c) agrandissement de la courbe de variation de volume.

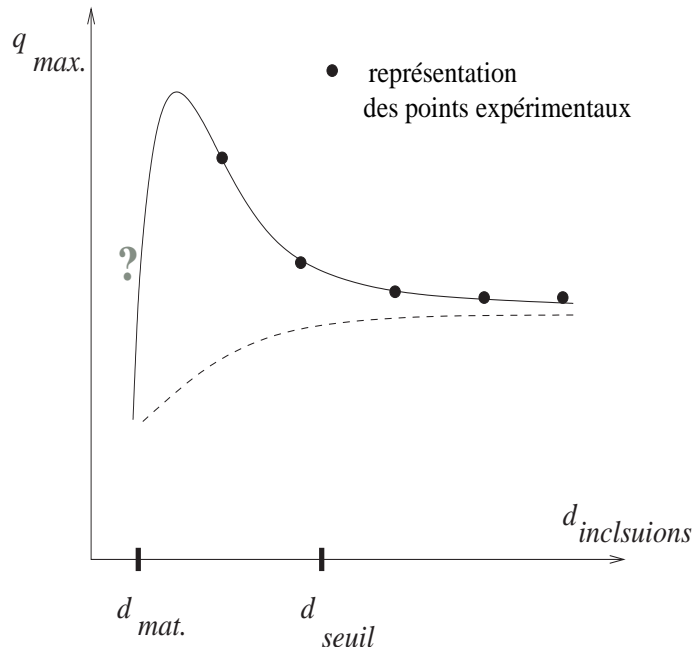


FIG. 4.13 – Schématisation de l'évolution du déviateur à la rupture en fonction de la taille des inclusions

propriétés morphologiques des inclusions dans cet effet de renfort.

Les propriétés morphologiques des inclusions sont :

- leur état de surface (ou leur rugosité) ;
- et leur forme.

Pour isoler l'effet de l'état de surface, nous comparons le comportement d'un sol hétérogène à inclusions sphériques ayant une surface rugueuse, à celui d'un sol hétérogène à inclusions sphériques ayant une surface lisse.

Et, pour mettre en évidence l'influence de la forme des inclusions, nous comparons le comportement d'un sol hétérogène à inclusions sphériques ayant une surface rugueuse, à celui d'un sol hétérogène à inclusions de forme anguleuse : les graviers. En toute rigueur, pour bien mettre en évidence l'effet de la forme des inclusions, il faut que les deux types d'inclusions (graviers et billes rugueuses) aient une surface de rugosité identique. Or, les petites facettes des graviers anguleux n'ont exactement la même rugosité que les billes. Il aurait fallu, pour cela, traiter la surface des graviers afin leur donner une rugosité rigoureusement identique

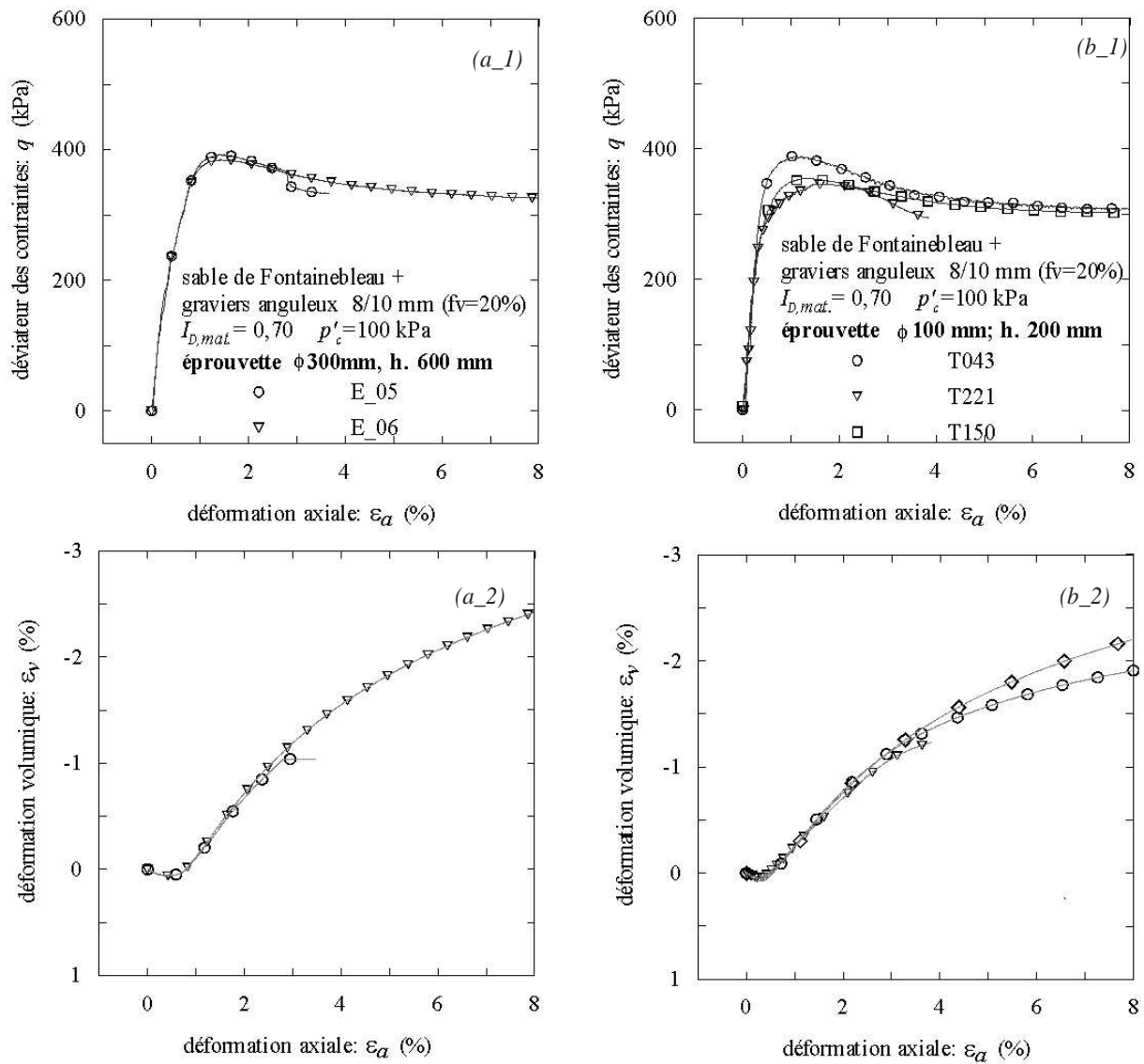


FIG. 4.14 – Vérification de l'effet de taille : (a-1) et (a-2) essais sur dispositif $\phi 100$; (b-1) et (b-2) essais sur dispositifs $\phi 300$.

TAB. 4.8 – *Tableau d'essais réalisés sur la cellule élémentaire*

N° essai	type d'inclusion
T115	matrice seule
T116	bille rugueuse
T117	bille lisse
T118	ballast à surface intact, position droite
T167	ballast à surface intact, position droite
T168	ballast à surface intact, position droite
T169	ballast à surface rugueuse, position droite

TAB. 4.9 – *Tableau d'essais utilisés pour mettre en évidence le rôle de la rugosité des inclusions*

N° essai	type d'inclusion	f_v (%)	taille
T031	billes lisses	20	10mm
T094	billes lisses	20	10 mm
T099	billes rugueuses	20	12 mm

à celle des billes. Dans un premier temps, nous faisons l'hypothèse que cette différence de rugosité n'entraîne pas de différences significative entre les comportements.

Les caractéristiques des différents types d'inclusions sont présentées dans la section 2.3.2.2 (page 114).

Afin de bien comprendre comment les propriétés morphologiques des inclusions peuvent contribuer à l'effet de renfort, on réalise, dans un premier temps, une étude sur une "cellule élémentaire". Cette cellule élémentaire représente le motif élémentaire d'une éprouvette hétérogène. Les essais réalisés sont répertoriés dans le tableau 4.8. Par la suite, on réalise des essais sur des éprouvettes hétérogènes (Tableau 4.9).

Avant de présenter les résultats de cette étude expérimentale, nous présentons la cellule

élémentaire ainsi que son mode de fabrication.

Description de la cellule élémentaire : La cellule élémentaire est une éprouvette cylindrique d'un diamètre et d'une hauteur de 100 mm. L'échantillon est constitué de sable de Fontainebleau et contient en son centre une grosse inclusion. Selon le paramètre morphologique dont on souhaite étudier l'influence, l'inclusion peut être une grosse bille lisse ou rugueuse, un ballast à surface intacte ou rugueuse. La figure 4.15 présente une vue de ces matériaux. La surface des inclusions est rendue rugueuse en collant du sable d'Hostun comme nous l'avons indiqué dans la section 2.3.2.2.

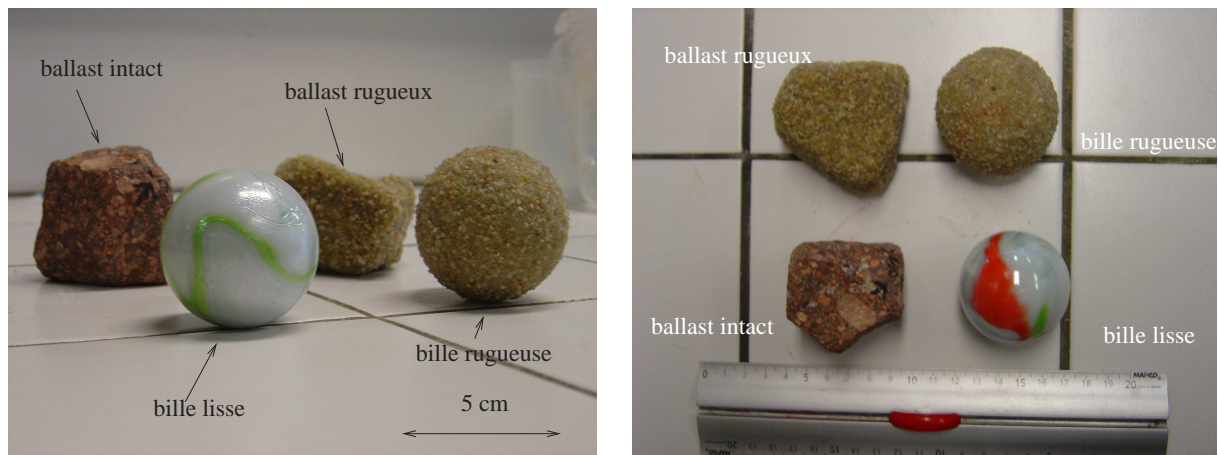


FIG. 4.15 – Vues des différents type d'inclusions présentes au centre de la cellule élémentaire

Fabrication : L'éprouvette est fabriquée en quatre couches comme l'illustre le schéma 4.16. Sable est humidifié à une teneur en eau de 5% avant d'être compacté dans le moule de préformage. Les différentes couches sont réalisées de la façon suivante :

- La première couche est compactée à l'aide d'une dame constituée d'un disque ayant un diamètre de 95 mm, et d'une tige. Cette dame est munie d'une barrette coulissante que l'on peut fixer à une côte définie de façon à contrôler la hauteur de la couche à compactée ;
- l'inclusion est déposée sur la première couche, puis, on déverse autour d'elle, le sable humide sable qui entourera la partie inférieure de l'inclusion. Le matériau est compacté

à l'aide d'une dame de petit diamètre, la hauteur de la couche est contrôlée en continu à l'aide d'un réglet (figure 4.17).

- Pour fabriquer la troisième couche, on déverse la sable humide autour de l'inclusion. Le compactage de cette couche se fait l'aide de la grande damme. A la fin du compactage, on vérifie bien que le sommet de l'inclusion affleure.
- Enfin, la quatrième et dernière couche est fabriquée comme l'a été la première.

La masse de sable présente dans l'éprouvette est calculée de façon à ce que le sable soit toujours, en moyenne, à un indice de densité de 0,70 quel que soit le type d'inclusion. Pour vérifier que c'est bien le cas, on mesure les variations de volume de la matrice pendant la phase de consolidation isotrope. On vérifie bien, à partir des courbes présentées sur la figure 4.18, que lorsque p' passe de 25 kPa à 200 kPa, la matrice se déforme toujours d'environ 0,3 %. Nous en déduisons donc qu'avant l'application de la contrainte isotrope et donc juste après la fabrication de l'éprouvette, le sable se trouve à une densité identique pour tous les essais.

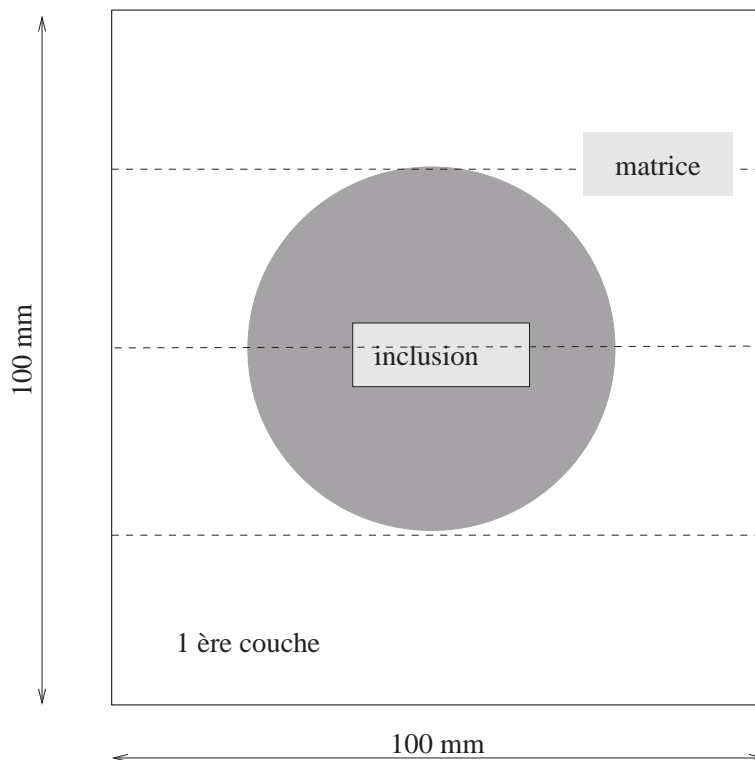


FIG. 4.16 – Représentation schématique de la cellule élémentaire

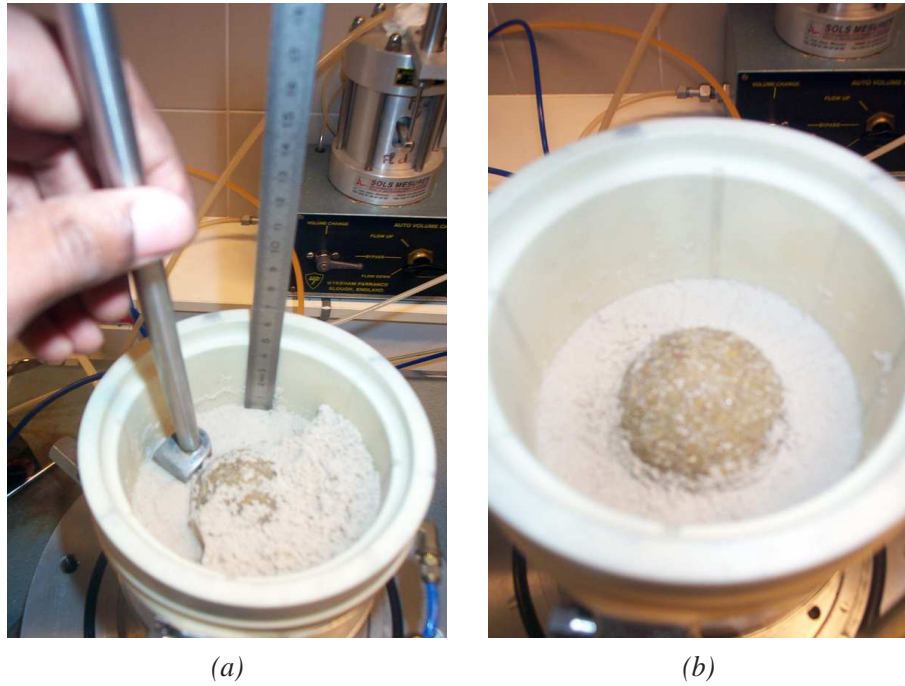


FIG. 4.17 – Fabrication de la cellule élémentaire

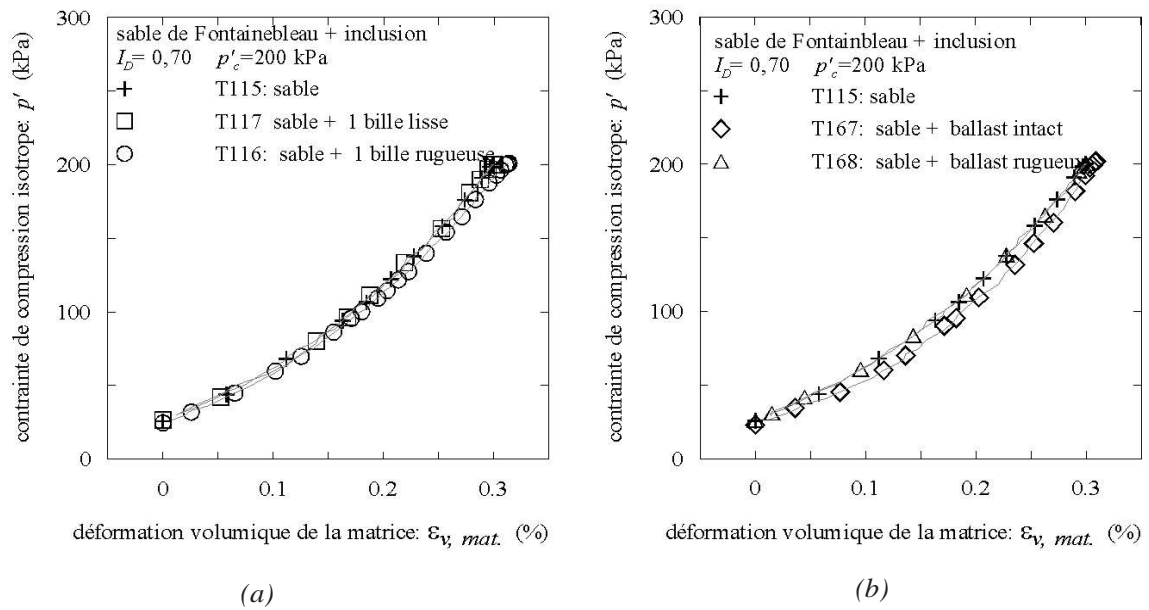


FIG. 4.18 – Evolution de la déformation volumique de la matrice lors de la phase de compression isotrope : (a) cas d'une inclusion sphérique, (b) cas des inclusion de ballast.

Effets de structure : La cellule élémentaire que nous testons, a un élancement de 1. Nous pensons que, dans ce cas, les effets dus au frettage se feront ressentir sur les résultats des essais triaxiaux. Pour vérifier comment ces effets se manifestent, nous comparons la réponse de deux éprouvettes de sable ayant un diamètre identique mais une hauteur différente : l'une a une hauteur de 100 mm et l'autre une hauteur de 200 mm. Comme le montrent les courbes de chargement, présentées sur la figure 4.19, la réduction de l'élancement conduit principalement à une augmentation de la valeur du déviateur à la rupture.

Par ailleurs, lorsque la cellule élémentaire contient une inclusion, la valeur du déviateur augmente avec l'évolution de la déformation axiale vers de grandes valeurs. Nous attribuons ceci à un effet de structure : la hauteur de l'échantillon se réduisant, les extrémités de l'éprouvette se rapprochent de plus en plus de l'inclusion rigide ; d'où une rigidification de l'éprouvette.

Plan d'essais : Dans le cas de la cellule élémentaire, pour mettre en évidence l'effet de la rugosité de surface des inclusions, nous faisons des essais sur trois éprouvettes :

- la première éprouvette ne contient aucune inclusion ;
- la seconde contient une grosse bille lisse ;
- et la troisième est constituée d'une grosse bille rugueuse.

La surface de l'inclusion est rendue rugueuse en collant du sable d'Hostun sur une bille lisses.

Pour étudier l'influence de la forme de l'inclusion, on compare le comportement d'une éprouvette contenant une bille rugueuse à celui d'un échantillon qui contient une inclusion rugueuse, de forme cubique : cette inclusion est un ballast dont la surface a la même rugosité que celle de la bille rugueuse. Comme l'illustre le schéma 4.20, le ballast peut être disposé au moins de deux façons : position droite ou inclinée.

L'éprouvette qui constitue la cellule élémentaire, est soumise à un chargement triaxial, avec une contrainte de consolidation isotrope $p'_c = 200$ kPa.

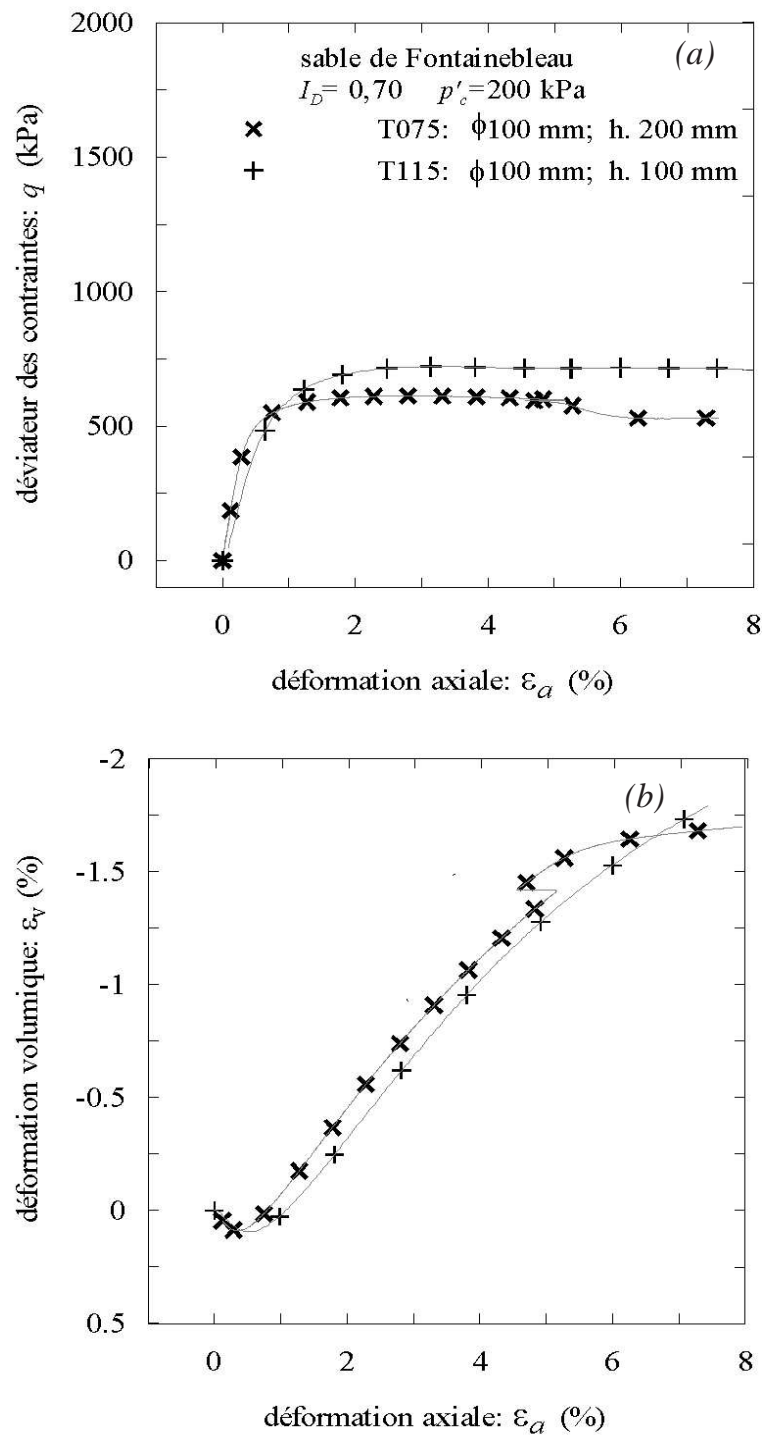


FIG. 4.19 – Influence de l'élancement de l'éprouvette : (a) courbes de chargement, (b) courbes de variation de volume.

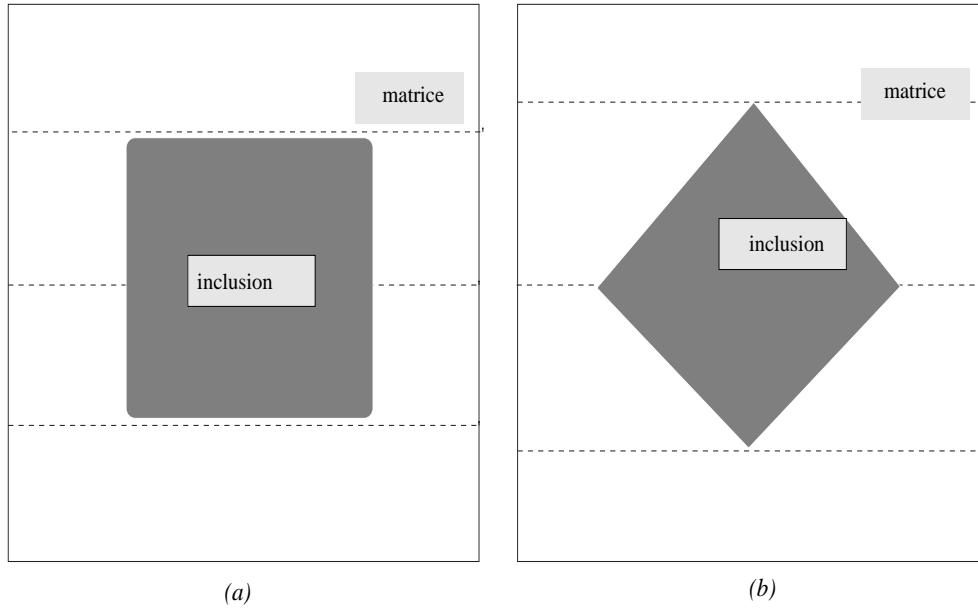


FIG. 4.20 – Illustration de la position du ballast dans la cellule élémentaire : (a) position droite, (b) position inclinée.

4.2.3.2 Présentation des résultats expérimentaux

(a) Essais sur la cellule élémentaire

Nous présentons d'abord sur la figure 4.21 les essais de répétabilité afin de pouvoir évaluer si les effets des propriétés morphologiques sont significatifs.

La figure 4.22 montrent que, lorsque la surface de la grosse bille est lisse, la valeur du déviateur de contrainte à la rupture est quasiment inchangée par rapport à celle de l'éprouvette sans inclusion. Par contre, lorsque l'inclusion sphérique a une surface rugueuse, la valeur de q_{max} augmente d'environ 70% par rapport au cas de l'éprouvette sans inclusion.

Les résultats expérimentaux présentés sur la figure 4.23 montrent que l'éprouvette contenant le ballast en position inclinée a le même comportement que l'échantillon contenant la bille rugueuse. Par contre, lorsque le ballast est disposé en position droite, le déviateur de contrainte à la rupture atteint une valeur plus élevée. La présence du ballast rugueux entraîne donc un accroissement de déviateur q_{max} compris entre 70% et 100% par rapport au déviateur maximum de l'éprouvette de sable. Cet accroissement est donc en moyenne plus

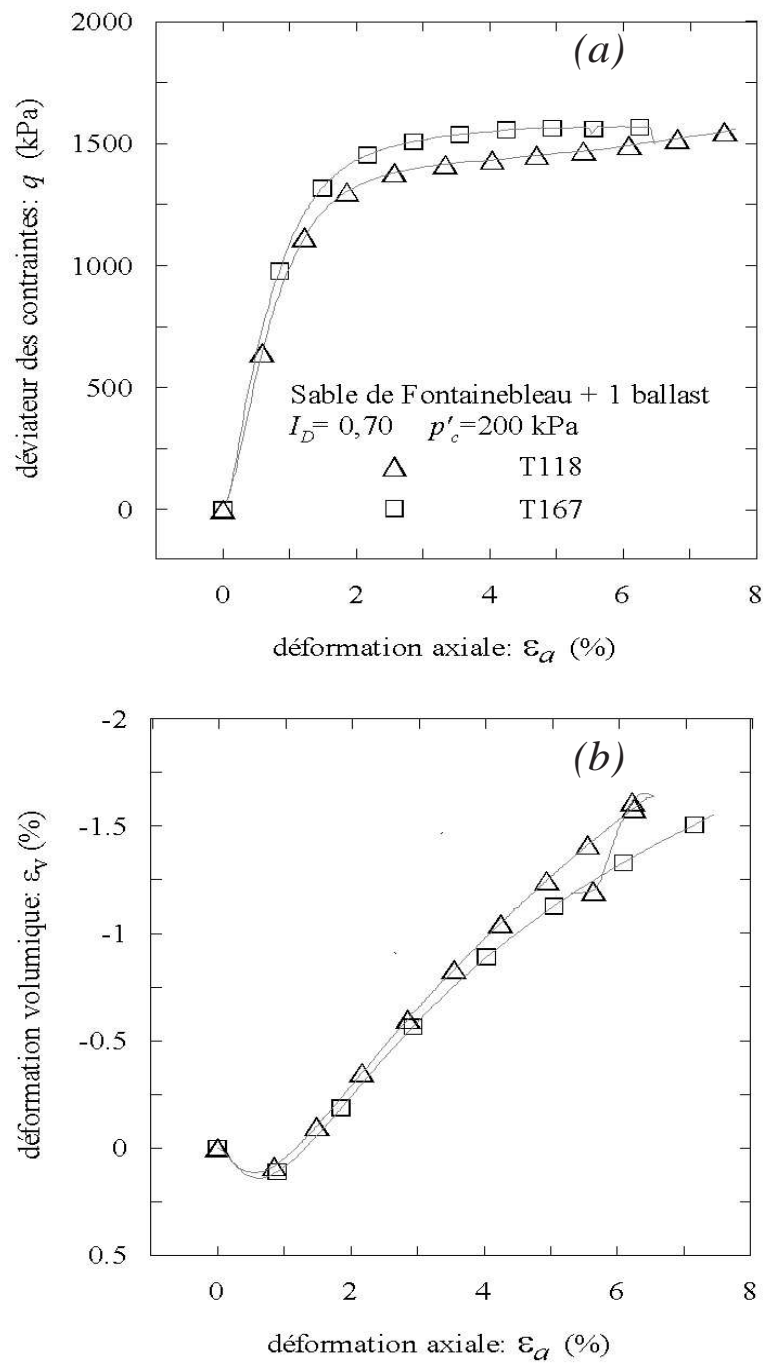


FIG. 4.21 – Essais de répétabilité sur la cellule élémentaire : (a) courbes de chargement, (b) courbes de variation de volume.

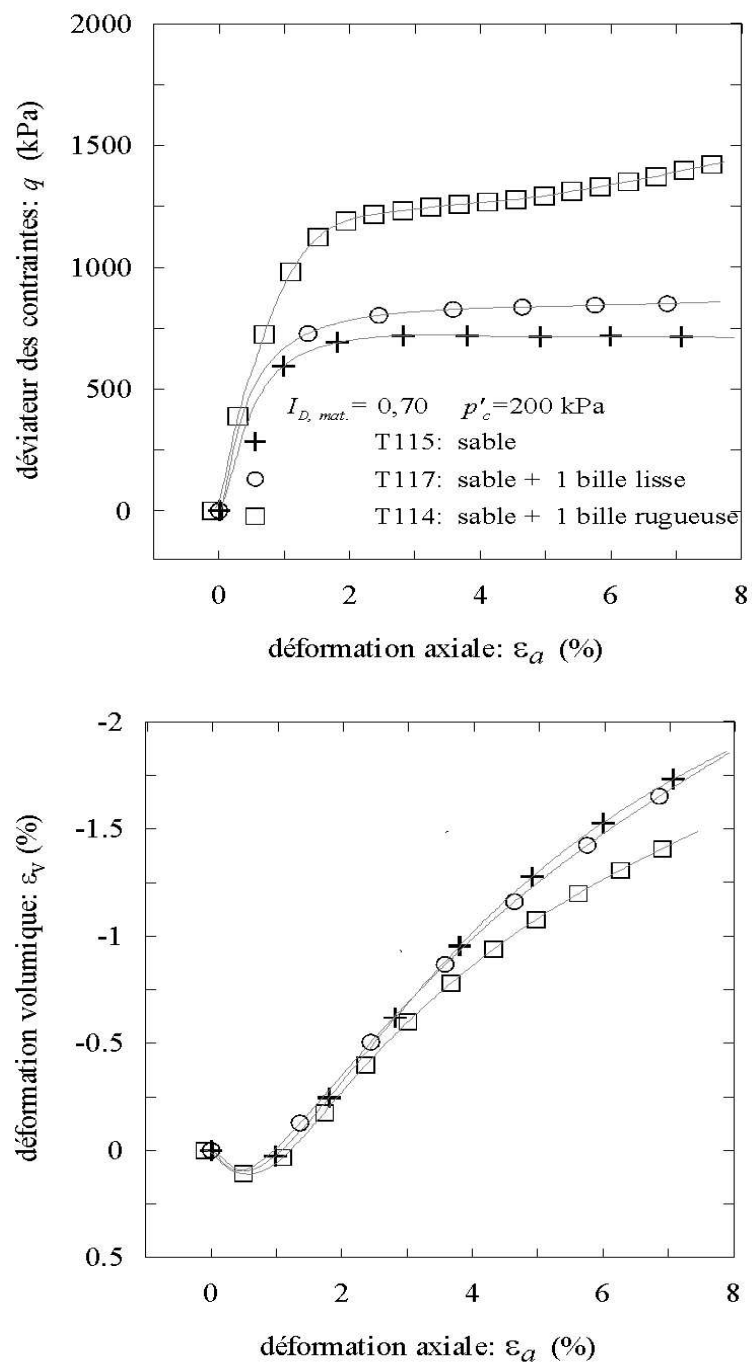


FIG. 4.22 – Influence de l'état de surface de l'inclusion : (a) courbes de cisaillement, (b) courbes de déformation volumique.

élevé que celui causé par la bille rugueuse qui vaut 70%.

(b) Essais sur l'éprouvette hétérogène

Les courbes de cisaillement (figure 4.24), montrent que l'éprouvette contenant des billes rugueuses manifeste une résistance au cisaillement plus élevée que l'éprouvette contenant des billes lisses. On note, également, que la valeur de q_{max} , dans le cas des billes lisses, est la même que celle de l'éprouvette sans inclusions.

Les courbes de déformation volumique montrent que jusqu'au pic de rupture, la réponse des deux éprouvettes est la même : le taux de dilatance à la rupture est inchangé. Par contre après le pic, les comportements volumiques des deux types d'éprouvettes présentent une différence : dans le cas des billes rugueuses, la courbe $(\varepsilon_v, \varepsilon_a)$ ne s'incurve que très tardivement alors dans le cas de l'éprouvette à billes lisses, l'incurvement est enregistré tout de suite après l'occurrence du pic de rupture. Il semblerait donc que la localisation des déformations soit retardée par l'état rugueux de la surface des billes.

Observons maintenant l'effet de la forme des inclusions. Les courbes présentées sur la figure 4.25 montrent que l'éprouvette contenant des billes rugueuses présente une résistance au cisaillement légèrement plus faible que celle de l'éprouvette de graviers.

En termes de variation de volume, les effets de la forme des inclusions ne sont pas perceptibles.

4.2.3.3 Analyse des résultats

On remarque que les résultats observés sur la cellule élémentaire sont confirmés par les essais réalisés sur l'éprouvette hétérogène.

L'état de surface des inclusions contribue de façon non négligeable à l'effet de renfort. Lorsque la surface des inclusions est rugueuse, la matrice sableuse peut adhérer aux inclusions ; celles-ci grâce à leur rigidité, peuvent contribuer à la résistance au cisaillement de l'éprouvette. Par contre, lorsque les inclusions ont une surface lisse, les efforts de cisaillement ne peuvent être transmis aux inclusions par le biais de l'interface matrice-inclusion ; dans ce cas, les inclusions ne contribuent quasiment pas à la résistance au cisaillement de l'éprouvette.

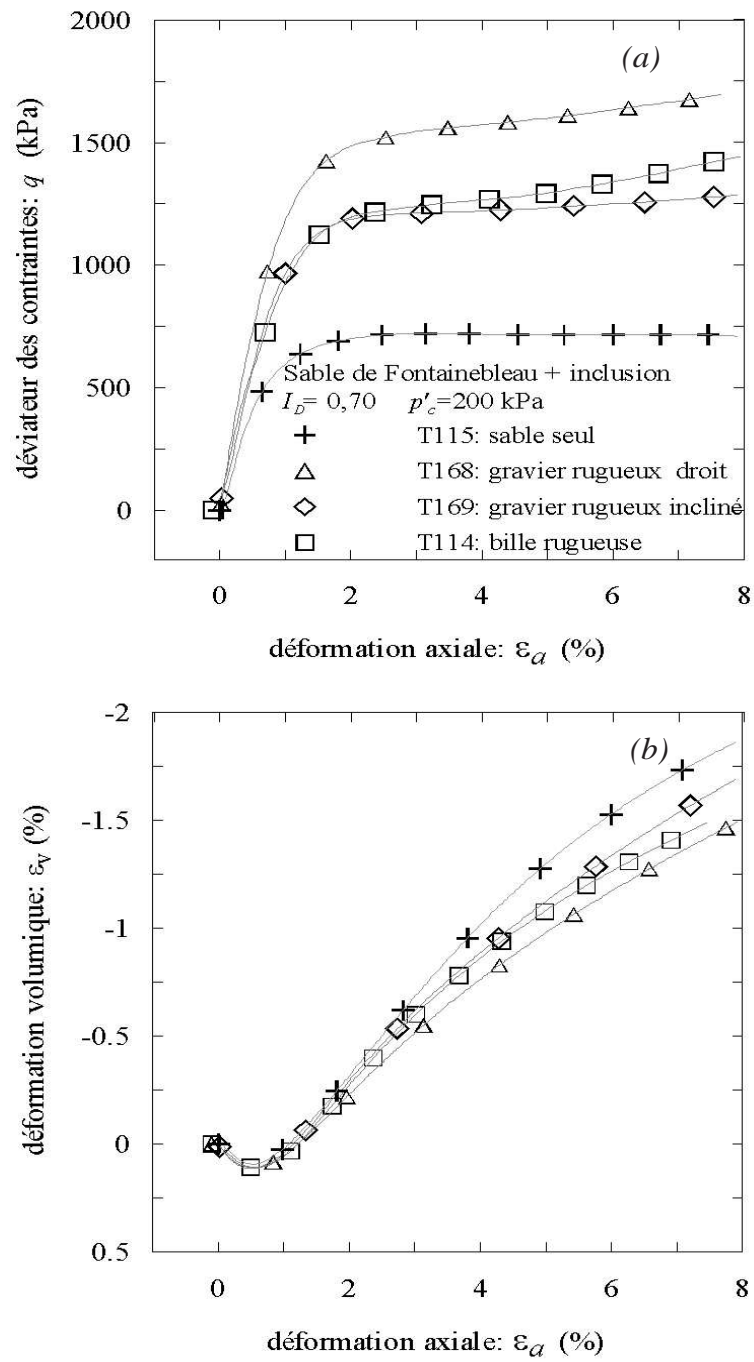


FIG. 4.23 – Influence de la forme de l'inclusion : (a) courbes de cisaillement, (b) courbes de déformation volumique.

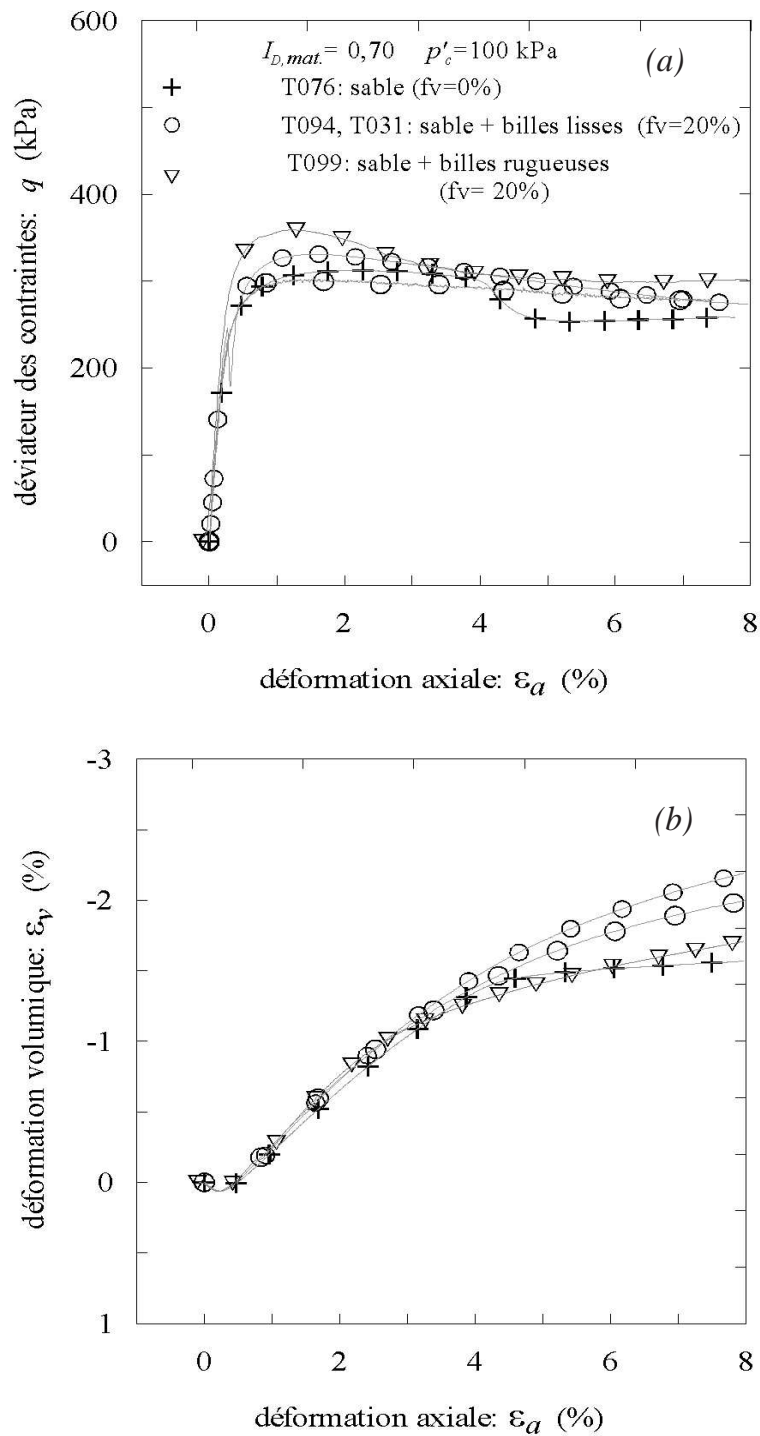


FIG. 4.24 – Influence de la rugosité des inclusions (cas des inclusions sphériques) : (a) courbe de cisaillement; (b) courbe de déformation volumique

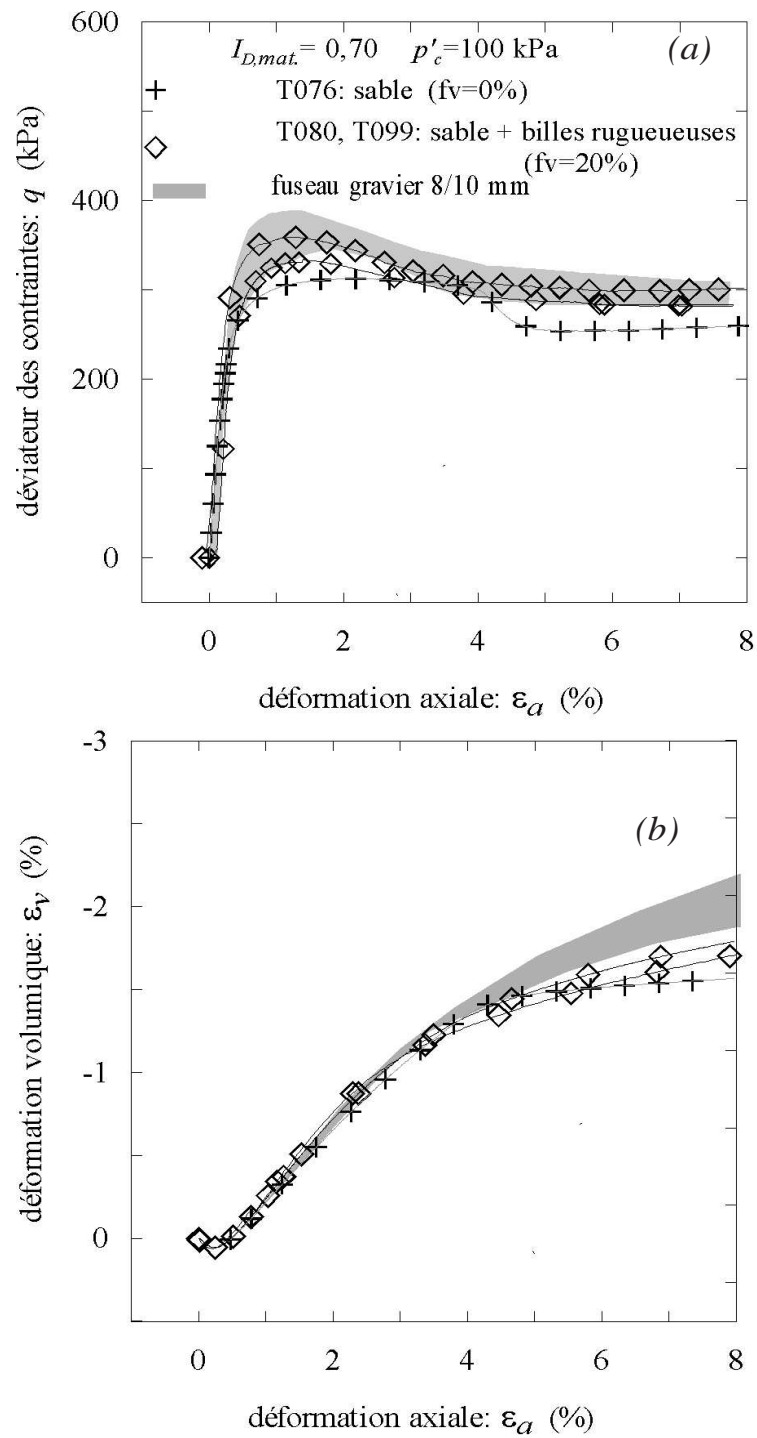


FIG. 4.25 – Influence de la forme des inclusions : (a) courbe de cisaillement; (b) courbe de déformation volumique

Concernant l'effet de forme, les essais sur la cellule élémentaire ont montré que, selon la position dans laquelle se trouvait le ballast rugueux, un effet d'accroissement supplémentaire de la résistance pouvait être observé. En comparaison avec la bille, le ballast présente une anisotropie de forme. C'est pour cette raison que l'orientation du ballast a une influence sur la réponse de l'éprouvette. L'accroissement supplémentaire de résistance s'explique par le fait que, selon leur orientation par rapport aux plans de cisaillement, les faces et les angles du ballast peuvent faire obstruction au cisaillement ou provoquer le développement de zones de concentration de contrainte.

A l'échelle de l'éprouvette hétérogène, composée de plusieurs graviers, le caractère aléatoire de l'orientation de ces inclusions anguleuses fait que l'effet de forme moyen est moins important que celui qu'on observe dans le cas la cellule élémentaire.

On peut dire en résumé, que les propriétés morphologiques des inclusions ont un rôle très important dans la résistance des éprouvettes hétérogènes à la rupture. Cette contribution à l'effet de renfort, se fait par le biais des caractéristiques de l'interface matrice/inclusion. La figure 4.27 montre l'évolution de q_{max} en fonction de la proportion d'inclusions, pour les 3 types d'inclusions. On voit clairement que dans le cas des billes lisses où il y a peu d'adhérence entre la matrice et les inclusions, l'effet de renfort est très faible. Dans le cas des billes rugueuses, l'effet de renfort est un peu plus accentué car la matrice peut adhérer aux inclusions. Enfin, dans le cas des graviers, la rugosité des facettes et la forme anguleuse des inclusions, font que l'effet de renfort est nettement plus marqué que dans les deux cas précédents.

Notons enfin que dans le cas de l'élasticité, l'influence des propriétés morphologiques des inclusions n'est pas perceptible, alors qu'il est plus marqué dans le cas de la rupture. Pour des chargements triaxiaux menés jusqu'à la rupture, les déformations déviatoriques dans la matrice et à l'interface entre la matrice et les inclusions, sont plus importantes que lorsqu'on est en élasticité. Il semblerait donc logique que l'influence des propriétés de ces interfaces soient plus facilement observables dans le cas de la rupture que dans le cas de l'élasticité.

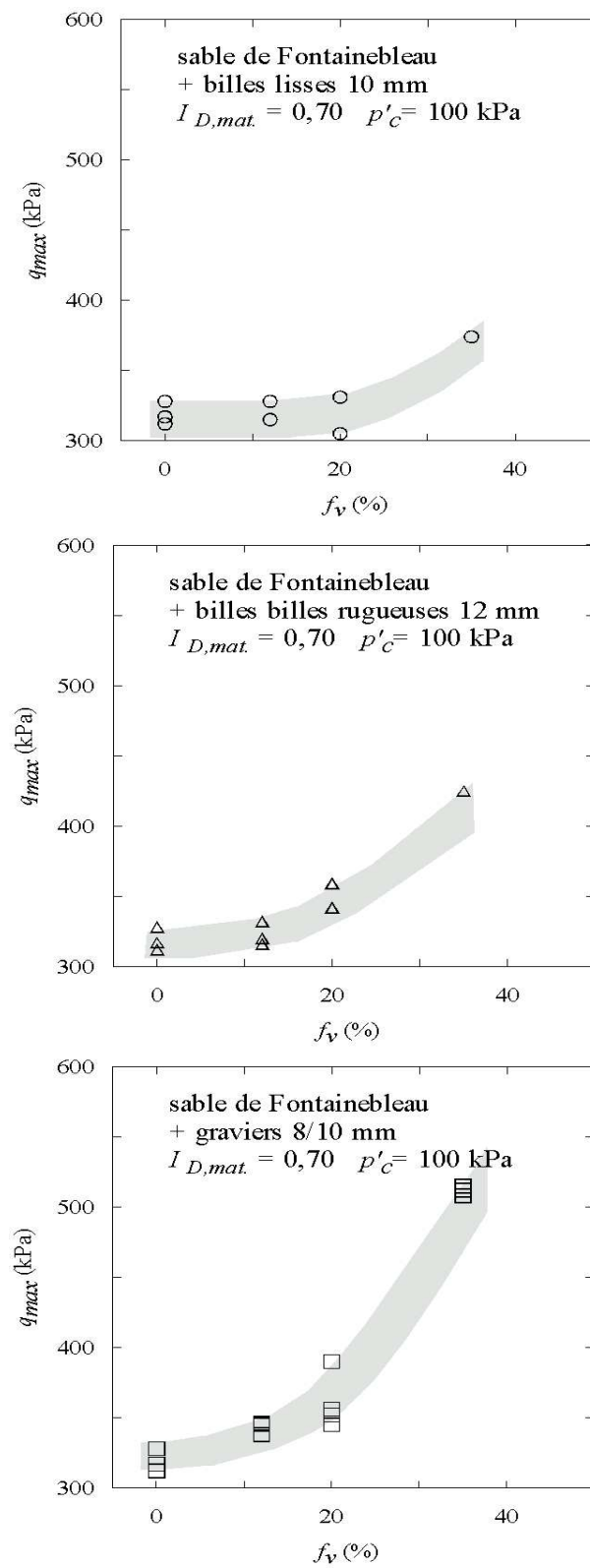


FIG. 4.26 – Evolution de q_{max} avec la fraction volumique d'inclusions : rôle des caractéristiques morphologiques des inclusions

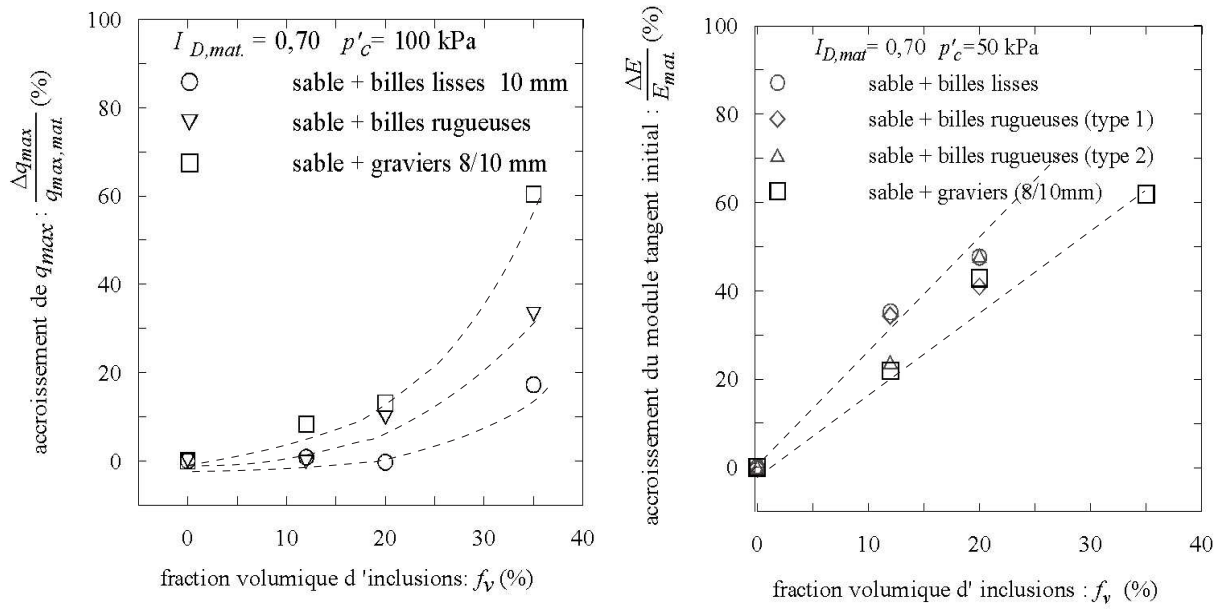


FIG. 4.27 – Influence de la proportion d'inclusions sur l'accroissement des caractéristiques mécaniques des éprouvettes hétérogènes : (a) cas de la rupture ; (b) cas de l'élasticité

4.3 Influence de l'état de contrainte initial des éprouvettes

4.3.1 Plan d'essais

Afin d'étudier l'influence de la contrainte initiale isotrope p'_c sur le comportement en grandes déformation, nous réalisons une série d'essais sur des éprouvettes hétérogènes, à différents niveaux de confinement. Les tableaux 4.10 et 4.11 répertorient les essais expérimentaux ainsi réalisés.

4.3.2 Présentation des résultats

A titre d'illustration, nous présentons sur la figure 4.28, les courbes expérimentales des essais réalisés sur des mélanges sable + graviers 8/10mm.

On constate dans un premier temps, que, lorsque la contrainte de consolidation isotrope augmente, la résistance au cisaillement des éprouvettes de matrice, ainsi que celle des éprouvettes hétérogènes, augmentent également. Le comportement volumique de ces éprouvettes est également modifié par l'accroissement de p'_c : les phases de contractance sont plus importantes, et la dilatance est diminuée.

Dans un second temps, on constate que, quelle que soit l'état de contrainte initial p'_c , la présence de graviers entraîne un accroissement du déviateur à la rupture q_{max} .

4.3.3 Analyse des résultats

4.3.3.1 Influence des inclusions sur l'enveloppe de rupture du sol

A partir d'essais réalisés à plusieurs valeurs de p'_c , on peut déterminer pour un état de densité donnée, les enveloppes de rupture du sol hétérogène.

La figure 4.29 illustre la détermination de cette enveloppe, dans le cas la matrice sableuse. De nombreuses études ont montré que, dans le cas d'un sable, comme celui qui constitue la matrice, l'enveloppe de rupture est représentée dans la plan (q, p) par une droite de pente M passant par l'origine du plan. Nous observons également ce résultat. Le paramètre M

TAB. 4.10 – *Tableau d'essais mettant en évidence l'influence de p'_c*

n° essai	type d'inclusions	f_v (%)	p'_c (kPa)
t77		0	50
t63		0	100
t64		0	100
t76		0	100
t74		0	200
t75		0	200
t214		0	200
t86		0	400
t85		0	400
t87		0	400
t88		0	400
t78		0	400
t61	billes lisses	12	100
t83	billes lisses	12	100
t82	billes lisses	12	200
t84	billes lisses	12	200
t81	billes lisses	12	400
t31	billes lisses	20	100
t94	billes lisses	20	100
t92	billes lisses	20	200
t89	billes lisses	20	400
t282	billes lisses	35	100

TAB. 4.11 – *Tableau d'essais mettant en évidence l'influence de p'_c*

n° essai	type d'inclusions	f_v (%)	p'_c (kPa)
t071	billes rugueuses	12	100
t069	billes rugueuses	12	100
t056	billes rugueuses	12	100
t072	billes rugueuses	12	200
t079	billes rugueuses	12	400
t099	billes rugueuses	20	100
t080	billes rugueuses	20	100
t093	billes rugueuses	20	200
t091	billes rugueuses	20	400
t282	billes rugueuses	35	100
t113	gravier 8/10	12	50
t044	gravier 8/10	12	100
t022	gravier 8/10	12	100
t034	gravier 8/10	12	200
t207	gravier 8/10	12	200
t113	gravier 8/10	20	50
t043	gravier 8/10	20	100
t142	gravier 8/10	20	100
t150	gravier 8/10	20	100
t221	gravier 8/10	20	100
t039	gravier 8/10	20	200
t201	gravier 8/10	20	200
t280	gravier 8/10	35	50
t047	gravier 8/10	35	100
t151	gravier 8/10	35	100
t220	gravier 8/10	35	100
t208	gravier 8/10	35	200
t215	gravier 8/10	35	200

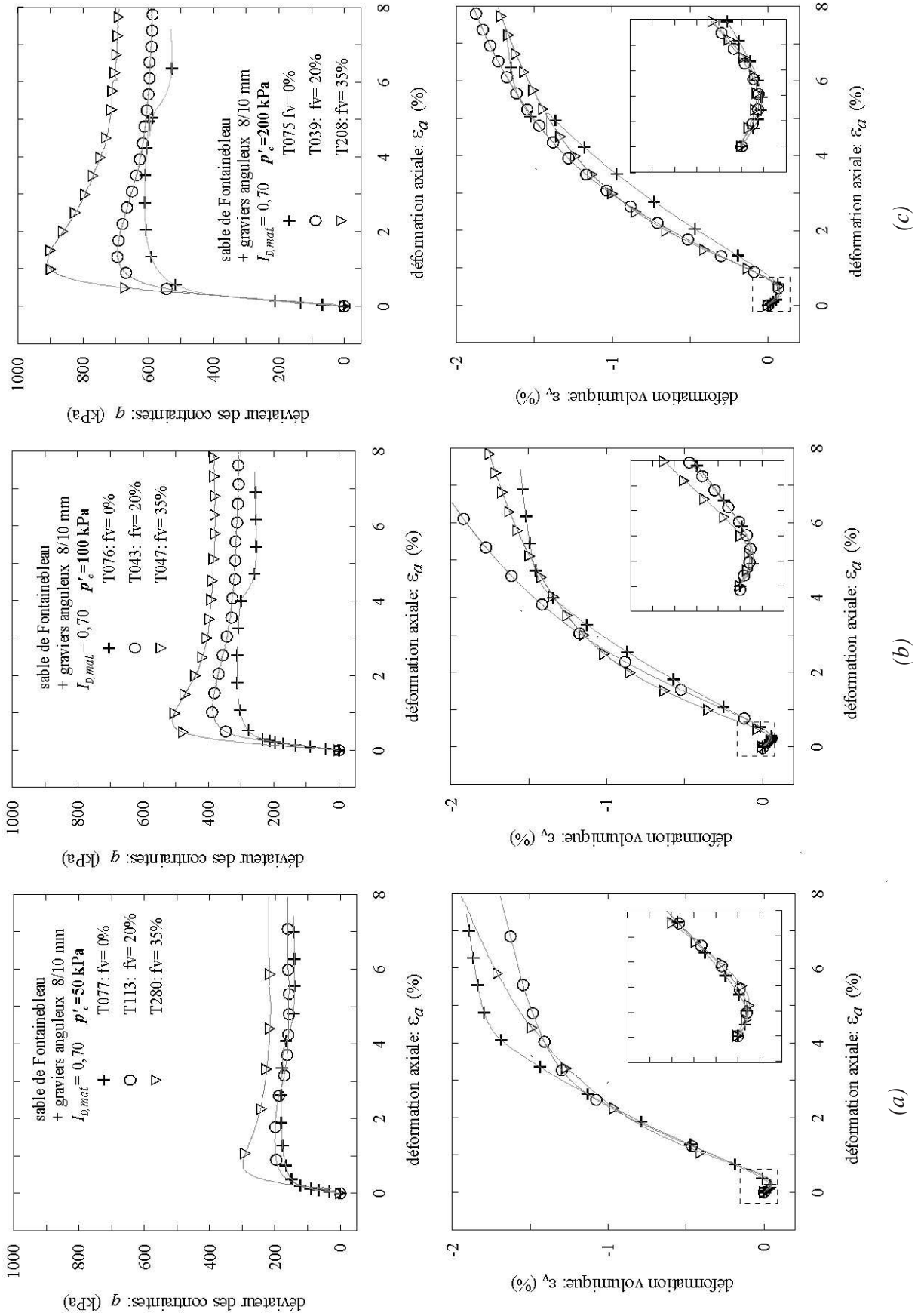


FIG. 4.28 – Courbes de chargement et courbes de variation de volume d'essais sur les mélanges sable + gravier ($fv=0, 20$ et 35) : (a) essais à $p'_c = 50$ kPa, (b) essais à $p'_c = 100$ kPa, (c) essais à $p'_c = 200$ kPa

permet de déterminer l'angle de frottement interne du sol ϕ' à partir de la relation :

$$\text{Arc sin } \phi' = \frac{3\eta_{\max}}{6 + \eta_{\max}}$$

où η_{\max} représente le rapport $\frac{q}{p}$ à la rupture

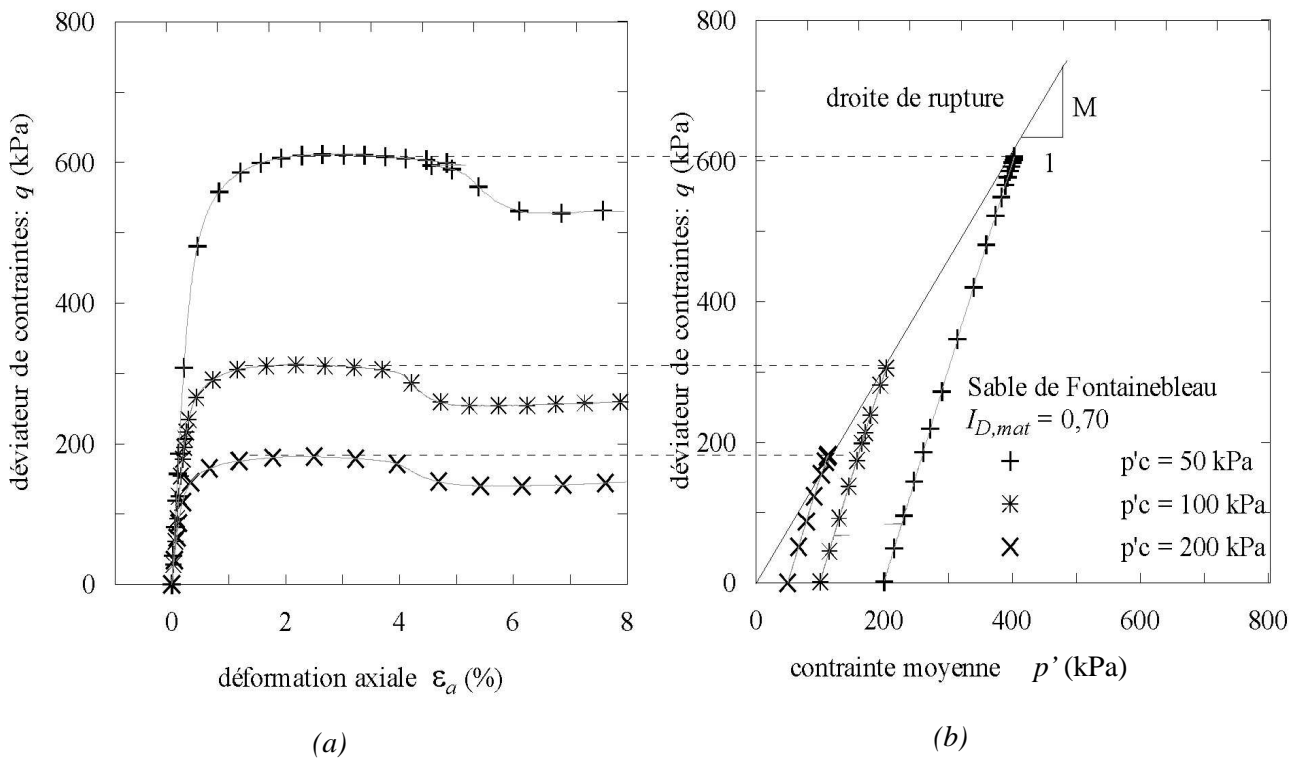


FIG. 4.29 – Détermination de l'enveloppe de rupture de la matrice sableuse ; (a) : courbes de cisaillement ; (b) : chemins de contraintes

Déterminons, maintenant, l'enveloppe de rupture dans le cas d'un sol hétérogène contenant 20% de graviers. La figure 4.30 illustre cette détermination.

On constate que dans le cas du sol hétérogène, les enveloppes de rupture sont également des droites.

En rassemblant, sur une même figure, les droites de rupture pour diverses fractions volumique de graviers (Figure 4.31), on constate que la pente de ces droites de augmente avec la proportion de gravier. Les valeurs des pentes M ainsi que les valeurs des l'angles de frottement internes correspondants sont répertoriées dans le tableau (Tableau 4.12).

Donc, la présence de gravier dans le sable fait évoluer la droite de rupture dans le plan (q, p) .

Mais, la forme de l'enveloppe de rupture n'est pas modifiée. Ceci s'explique par le fait que, la rupture d'une éprouvette hétérogène correspond à la rupture de la matrice. Lorsque celle-ci est mélangée avec des graviers, ceux-ci s'opposent au cisaillement de la matrice et jouent un rôle de renfort.

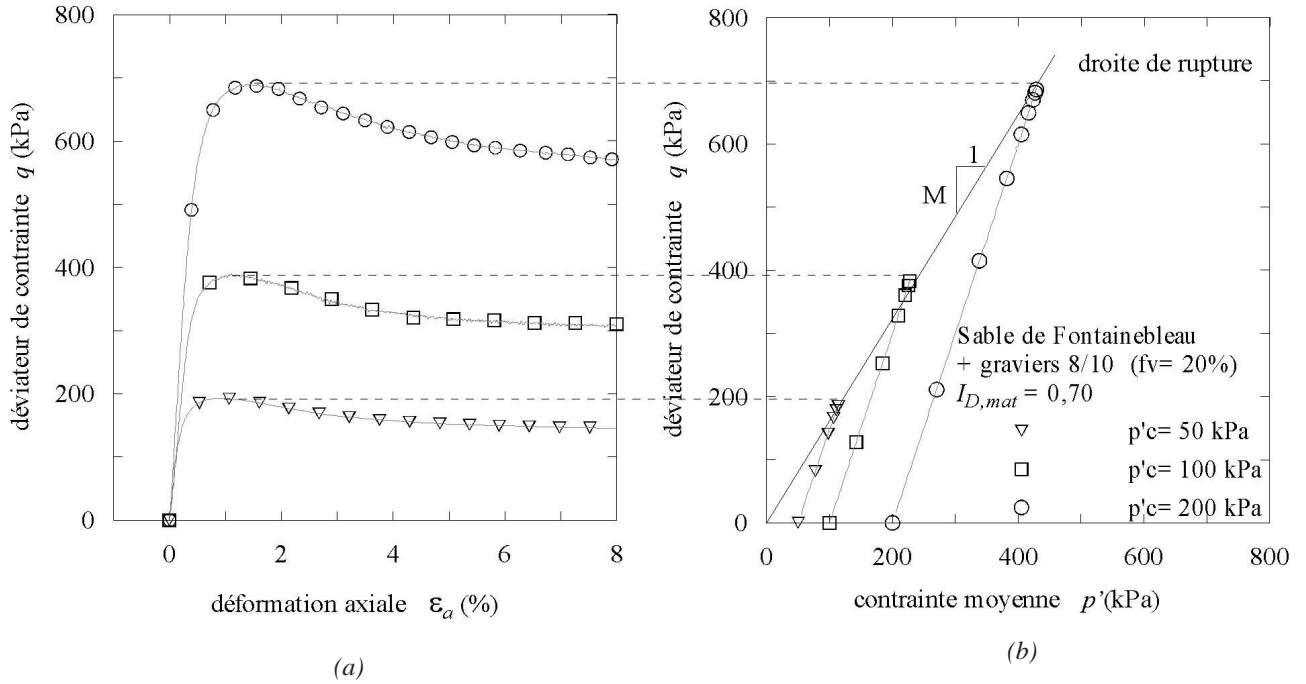


FIG. 4.30 – Détermination de l'enveloppe de rupture du sol hétérogène ($f_v = 20\%$) ; (a) : courbes de cisaillement ; (b) : chemins de contraintes

4.3.3.2 Influence sur l'état caractéristique

Sous l'effet du cisaillement, le comportement volumique du sol se traduit d'abord, par une phase de contractance, puis, par une phase de dilatance. Le seuil de changement de comportement volumique correspond à l'état caractéristique (Luong, 1978; Luong, 1980).

Dans le cas de la matrice sableuse, nous avons identifié, dans le plan (ε_v, p) ce seuil de changement de comportement, pour différentes valeurs de p'_c (Figure 4.32). En reportant ces points dans le plan (q, p') , on constate qu'ils sont alignés sur une droite nommée : droite d'état caractéristique. La pente de cette droite est notée η_{car} . On définit, également, l'angle de frottement mobilisé à l'état caractéristique, noté ϕ'_{car} , de la façon suivante :

$$\text{Arc sin } \phi'_{car} = \frac{3\eta_{car}}{6 + \eta_{car}}$$

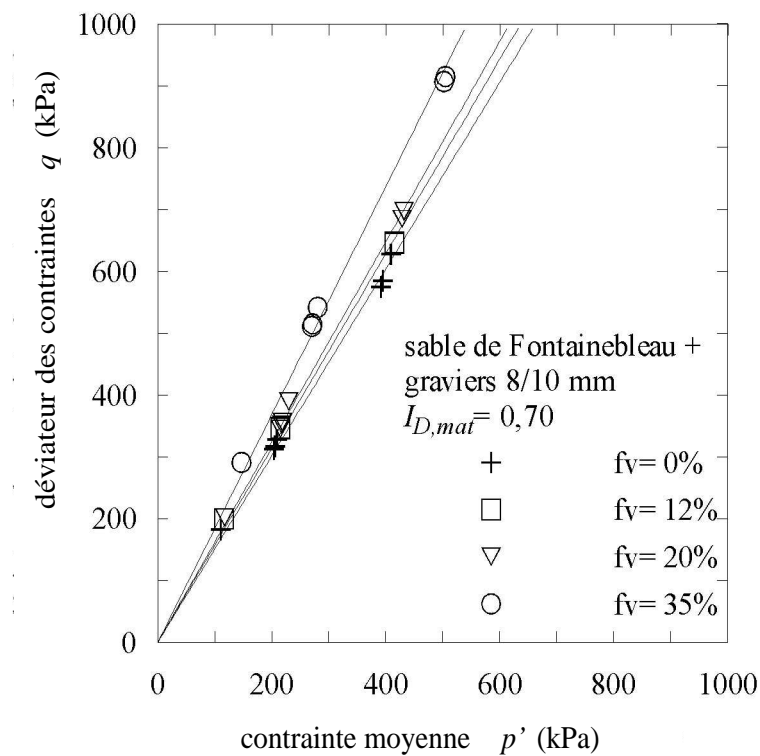


FIG. 4.31 – Influence la fraction volumique de graviers sur la droite de rupture du sol hétérogène

TAB. 4.12 – Influence de la fraction volumique de graviers sur les caractéristiques de rupture du sol

f_v (%)	0	12	20	35
M	1,50	1,57	1,62	1,84
ϕ' (deg)	37	38,5	40	46

TAB. 4.13 – Influence de la fraction volumique de graviers sur l'état caractéristique du sol

f_v (%)	0	12	20	35
M_{car}	1,26	1,25	1,28	1,48
ϕ_{car} (deg)	31	31	32	36

où η_{car} représente le rapport $\frac{q}{p'}$ à l'état caractéristique.

D'après la théorie de l'état caractéristique, développée dans les travaux de Luong (Luong, 1978; Luong, 1980), dans le cas des sables, l'angle ϕ'_{car} est un paramètre indépendant de l'état de densité du sol et du chemin de chargement suivi. Ce paramètre caractérise, en effet, la capacité de désenchevêtrement des constituants du sol.

L'état caractéristique sépare, dans le plan (q, p') , le domaine des contraintes précédant la rupture, en deux zones délimitées par la ligne d'état caractéristique LC (4.33) :

- un domaine subcaractéristique ($\eta < \eta_{car}$) à l'intérieur duquel le sol est contractant ;
- un domaine surcarctéristique ($\eta > \eta_{car}$), borné par la droite de rupture (LR), et à l'intérieur duquel, le sol est dilatant.

Regardons, maintenant, ce que devient ce concept dans le cas d'un sol hétérogène.

La figure 4.34, montre que, dans le cas d'un mélange de sable et 20% de graviers, les points correspondants à l'état caractéristique, sont toujours alignés sur une droite passant par l'origine du plan (q, p') . Ceci montrerait que le concept de l'état caractéristique est toujours valide dans le cas du sol hétérogène.

En rassemblant, dans un seul plan, les droites d'état caractéristique des sols hétérogènes, on constate que, jusqu'à une fraction volumique de gravier de 20%, les droites d'état caractéristique sont confondues ; le tableau 4.13 montre, à juste titre, que la valeur des angles de frottement ϕ'_{car} est quasiment inchangée. Par contre, pour 35% de graviers, la valeur de ϕ'_{car} augmente nettement.

Sur la figure 4.36, on remarque que, pour 0 et 20% de graviers, le seuil de passage de la phase de contractance à la phase de dilatance est le même, quelle que soit la valeur de p'_c . Par contre, lorsque le sol contient 35% de graviers, la dilatance du matériau se produit plus tard.

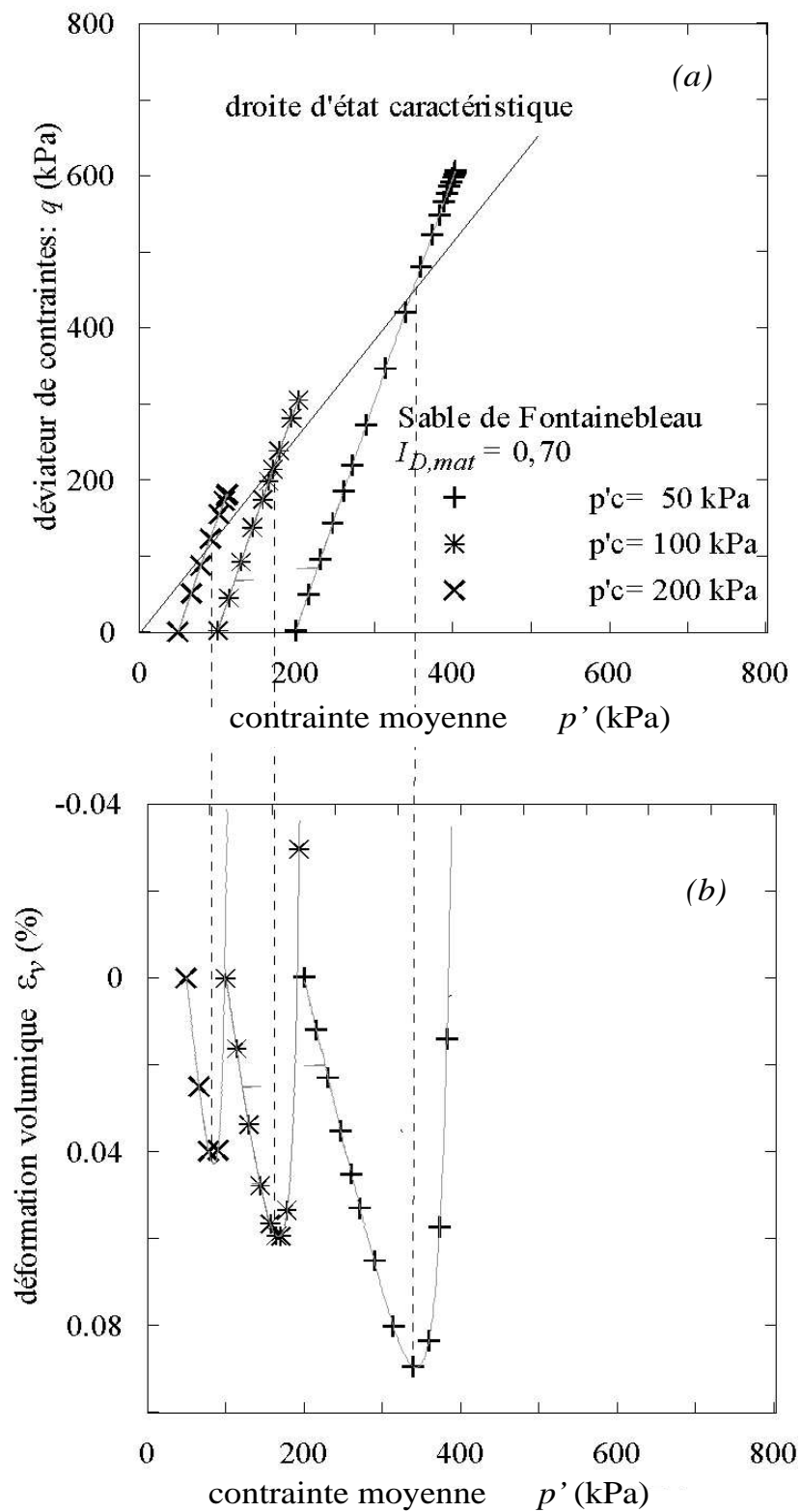


FIG. 4.32 – Détermination de la droite d'état caractéristique de la matrice ; (a) : chemins de contraintes ; (b) : courbes de déformation volumique

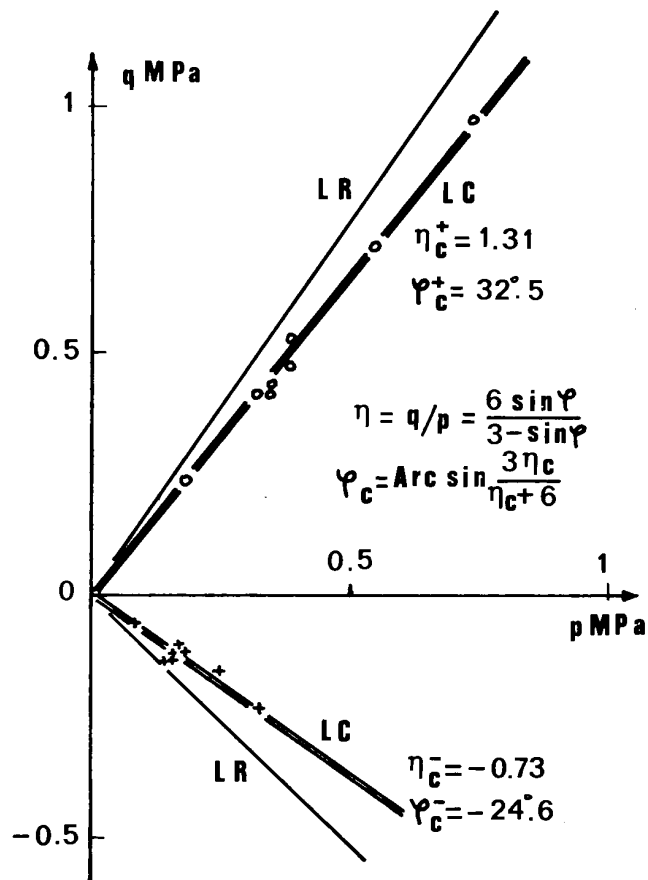


FIG. 4.33 – Critère caractéristique en compression et en extension triaxiale (Luong, 1980)

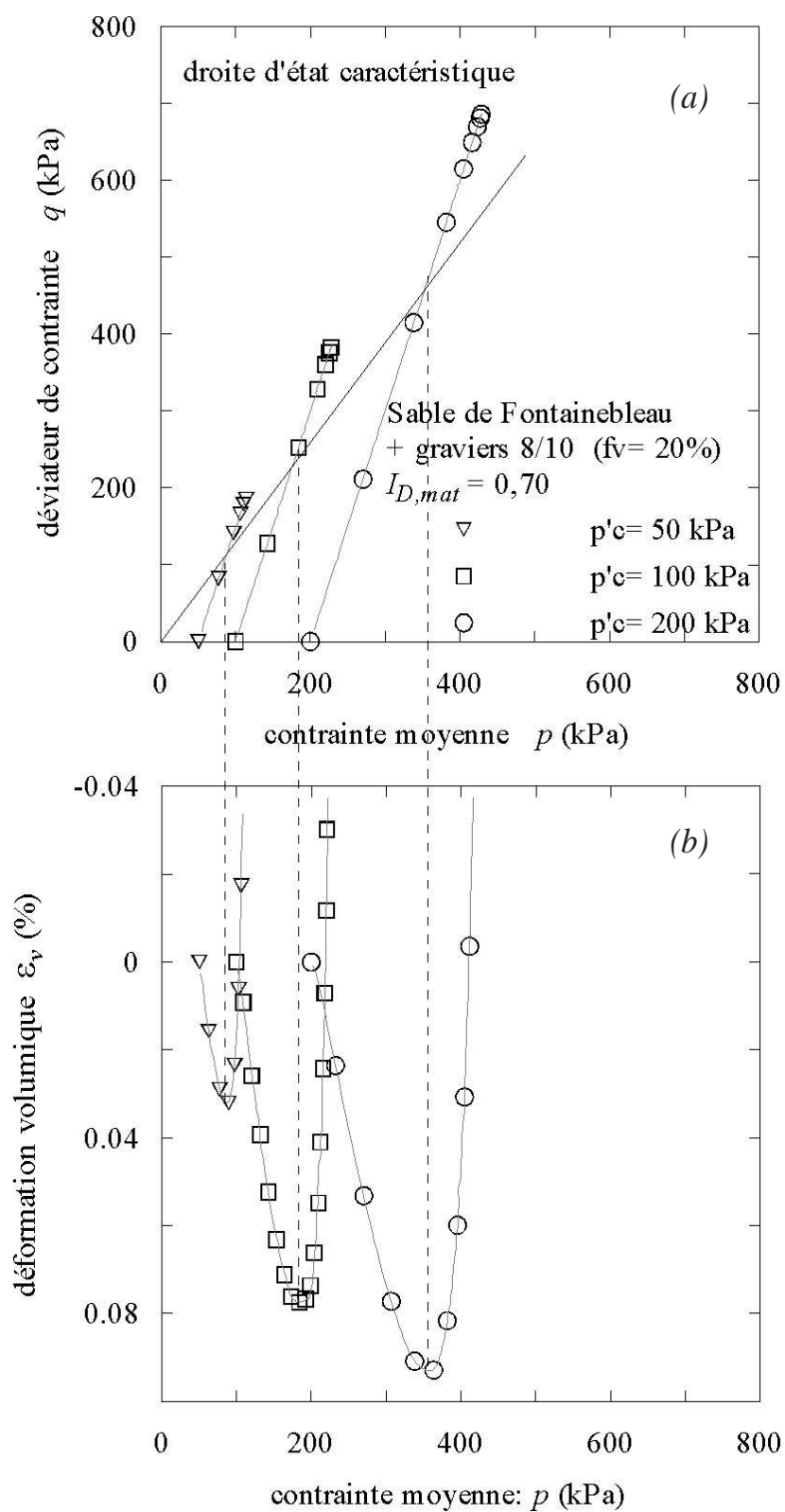


FIG. 4.34 – Détermination de la droite d'état caractéristique d'un sol hétérogène ($f_v = 20\%$);
 (a) : chemins de contraintes; (b) : courbes de déformation volumique

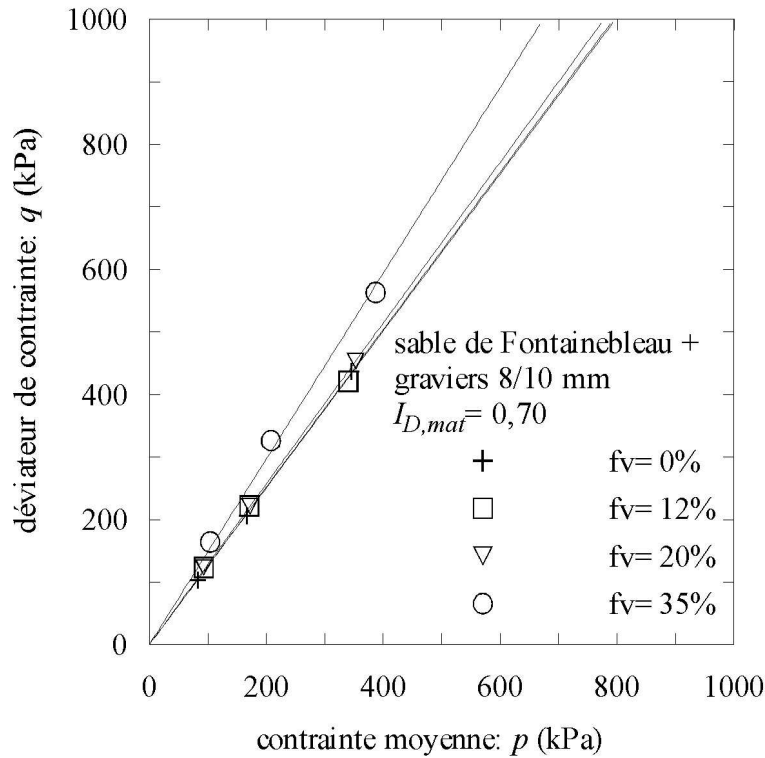


FIG. 4.35 – Influence de la fraction volumique de graviers sur la droite d'état caractéristique d'un sol hétérogène

La présence de 35% de graviers provoque une augmentation du domaine de contractance. Au début du cisaillement, lorsque la contrainte moyenne p'_c augmente, la déformation volumique correspondant à phase de contractance, diminue alors que la proportion de graviers augmente. Cela s'explique par le fait que dans le sol hétérogène, seule la matrice se déforme. De ce fait, plus il y a de graviers dans l'éprouvette, moins celle-ci contient de matériau déformable. Il est donc normal que pour un même état de contrainte moyenne appliqué aux frontières de l'éprouvette, la déformation volumique globale de l'éprouvette se réduise lorsque f_v augmente.

Donc, jusqu'à une proportion de 20%, la présence de graviers dans le sol ne fait, donc, pas évoluer le domaine subcaractéristique ; par contre, le domaine surcaractéristique évolue car la droite de rupture (LR) évolue. Lorsque le sol hétérogène se déforme, nous avons établi que c'est la matrice sableuse qui se déforme car les graviers sont rigides. Ainsi, que la matrice soit seule, ou mélangée avec des graviers, son comportement volumique est, en moyenne,

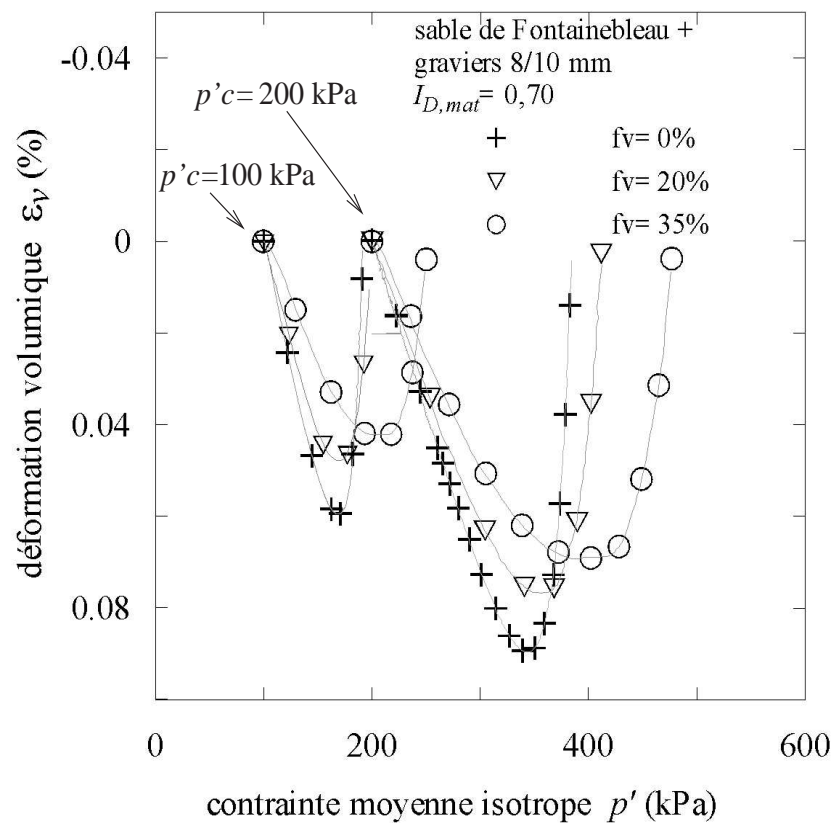


FIG. 4.36 – Influence de la fraction volumique de graviers sur la courbe de déformation volumique

le même. C'est donc la capacité de désenchevêtrement des constituants de la matrice qui gouverne le seuil de passage de la contractance à la dilatance de l'éprouvette hétérogène.

Lorsque la fraction volumique de gravier atteint 35%, nous pensons que le comportement volumique de la matrice au sein du sol hétérogène présente des hétérogénéités de plus en plus nombreuses au voisinage des graviers. Donc, le comportement volumique moyen de la matrice n'est plus le même que dans les cas précédents. Cela se traduit par une modification du domaine subcaractéristique.

4.3.4 Influence sur l'effet de renfort

On rassemble, dans le tableau 4.16, les valeurs du déviateur des contrainte à la rupture : q_{max} ainsi que les accroissements de q_{max} causés par l'augmentation de la proportion de graviers. On rappelle que dans le rapport $\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$, le paramètre $q_{max,mat}$ correspond à la valeur du déviateur à la rupture de l'éprouvette de sable. Précisons également, que, lorsqu'on a répété un essai, on fait figurer dans le tableau, les valeurs moyennes des déviateurs q_{max} .

A partir de ces valeurs d'accroissement, on a pu tracer les représentées sur la figure 4.37. Ces courbes montrent que pour les trois types d'inclusions, l'effet d'accroissement de la résistance par la présence d'inclusions, est indépendant des conditions de contraintes initiales.

La résistance au cisaillement d'une éprouvette hétérogène dépend des propriétés de chacune des phases la constituant. Autrement dit, la résistance globale de l'éprouvette est décrite, d'une part, par la résistance intrinsèque de la matrice et, d'autre, par la résistance due aux propriétés des inclusions (leur proportion, leur caractéristiques morphologiques et parfois leur taille).

L'effet de la contrainte p'_c est repris par la matrice sableuse : sa résistance au cisaillement augmente avec la valeur de p'_c . Par contre, quelle que soit la valeur de p'_c les propriétés des inclusions restent inchangées. Il est donc normal que l'accroissement de résistance dû aux inclusions soit indépendant de p'_c .

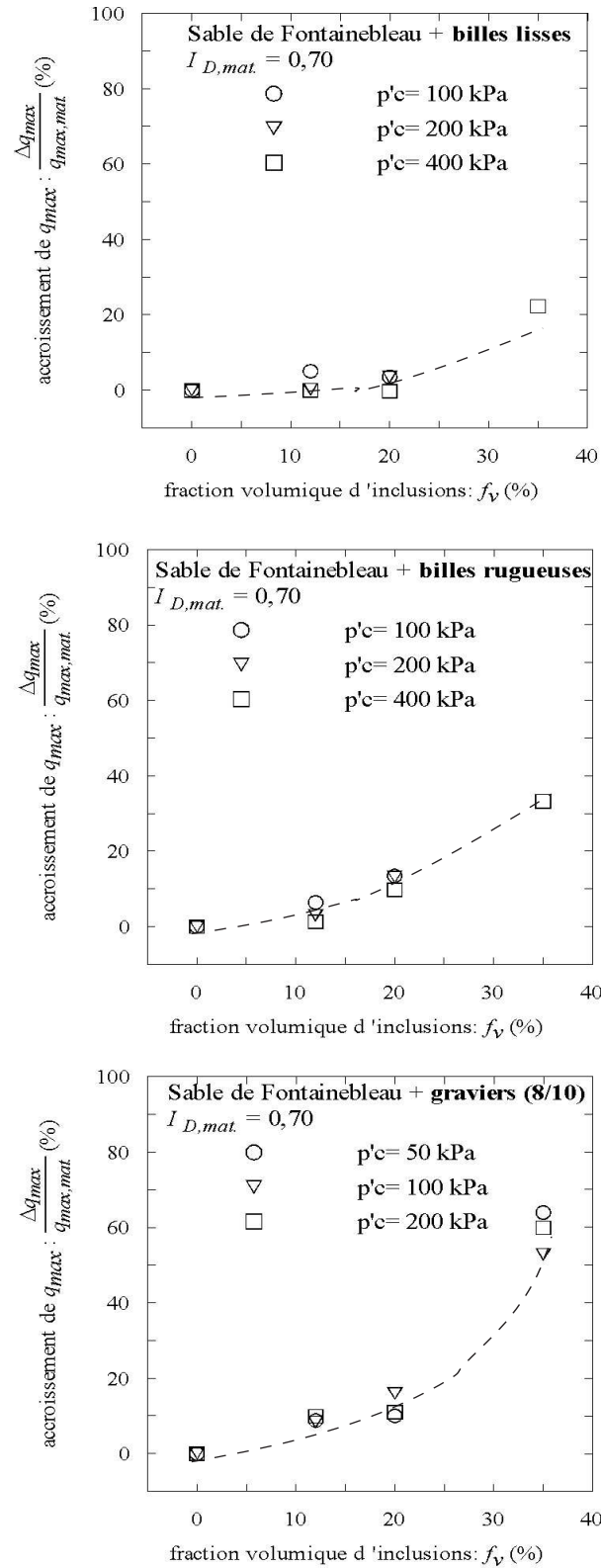


FIG. 4.37 – Influence de l'état de contrainte initial p'_c sur l'accroissement des caractéristiques mécaniques des éprouvettes hétérogènes : (a) cas des billes lisses ; (b) cas des billes rugueuses, (c) cas des graviers.

TAB. 4.14 – Influence de p'_c sur l'effet de renfort de la résistance de l'éprouvette par les inclusions : **cas des billes lisses**

f_v (%)	$p'_c = 100$ kPa		$p'_c = 200$ kPa		$p'_c = 400$ kPa	
	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)
0	319	0	596	0	1106	0
12	319	0	626	5	1109	0
20	318	0	617	3	1144	3
35	390	22	-	-	-	-

TAB. 4.15 – Influence de p'_c sur l'effet de renfort de la résistance de l'éprouvette par les inclusions : **cas des billes rugueuses**

f_v (%)	$p'_c = 100$ kPa		$p'_c = 200$ kPa		$p'_c = 400$ kPa	
	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)
0	319	0	596	0	1106	0
12	323	1	634	6	1139	8
20	350	10	676	13	1252	13
35	425	33	-	-	-	-

TAB. 4.16 – Influence de p'_c sur l'effet de renfort de la résistance de l'éprouvette par les inclusions : **cas des graviers**

f_v (%)	$p'_c = 50$ kPa		$p'_c = 100$ kPa		$p'_c = 200$ kPa	
	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)	q_{max} (kPa)	$\frac{\Delta q_{max}}{q_{max,mat}}$ (%)
0	182	0	319	0	596	0
12	200	10	347	9	646	8
20	202	11	351	10	691	16
35	291	60	523	64	911	53

4.4 Conclusions sur le comportement en grandes déformations

Il ressort de cette étude que la présence d'inclusions dans le sol augmente la résistance au cisaillement de celui-ci. Contrairement au cas du comportement en petites déformations, les résultats obtenus dans le cas de la rupture montrent que l'état de surface et la forme des inclusions ont une influence nette sur l'amplitude de cet effet. Cet effet de renfort a déjà été observé dans la bibliographie (Holtz & Gibbs, 1956; Jain & Gupta, 1974; Donaghe & Torrey, 1979), mais la mise en évidence du rôle supplémentaire joué par les propriétés morphologiques des inclusions est un fait nouveau.

Ces résultats montrent donc que l'écèlement des inclusions provoque une diminution des caractéristiques de rupture du sol hétérogène. Cette diminution est d'autant plus importante que la proportion d'éléments écêtés est grande et que ces éléments sont rugueux et anguleux.

Nous avons montré également que, tant qu'on testait un volume représentatif du sol, la taille des inclusions n'avait que peu d'influence sur le comportement du sol hétérogène. Pour tester un volume représentatif, il faut, d'une part, que l'éprouvette soit suffisamment grande (au moins 6 fois plus grande que d_{max}), et que, d'autre part, les inclusions aient une taille suffisamment grande pour voir la matrice comme un milieu homogène.

Des études antérieures ont mis en évidence l'absence d'effet de la taille des inclusions (Holtz & Gibbs, 1956), d'autres en ont montré un faible effet (Jain & Gupta, 1974). Notre étude apporte des éclaircissements à ce sujet en mettant en évidence la nécessité de tester un volume de sol représentatif du sol grossier hétérogène.

Nous pensons donc que, lorsque les conditions de représentativité sont réunies, la méthode qui consiste à remplacer les inclusions les plus grosses par des inclusions plus petites ne modifie pas le comportement du sol hétérogène.

En étudiant l'influence de la contrainte initiale p'_c , nous avons montré que, comme dans le cas des matériaux granulaires homogènes, les états de rupture dans le plan (q, p) se trouvent

sur une droite, mais la pente de cette droite de rupture varie avec la proportion et le type d'inclusions.

Nous avons, également, montré que le concept d'état caractéristique établi pour des matériaux granulaires à granulométrie relativement uniforme comme c'est le cas des sables, était conservé : on peut toujours identifier une droite d'état caractéristique mais sa pente évolue lorsque la proportion de gravier devient importante.

Cette étude a montré, en outre, que l'effet de l'écrouissage ne dépend que des propriétés des inclusions.

Comme dans le cas de l'élasticité, on pressent donc qu'il est possible de modéliser le comportement du sol hétérogène en utilisant les modèles existants tout en prenant en compte la présence des inclusions. La structure de ces modèles ne serait pas modifiée et les valeurs de leurs paramètres peuvent être liées aux propriétés des inclusions.

Chapitre 5

Vers une méthode de caractérisation des sols grossiers hétérogènes

Nous avons vu, dans le chapitre consacré à l'étude bibliographique, qu'on avait recours à des méthodes de reconstitution granulométrique pour déterminer en laboratoire les caractéristiques mécaniques des sols grossiers. Nous avons montré que l'application des procédures d'écèlement simple des éléments grossiers ou leur substitution par des éléments plus fins, aboutissait à des résultats différents selon les auteurs. La diversité des sols étudiés et l'absence d'une procédure commune explique ces écarts de résultats.

Donc à l'heure actuelle, on ne dispose pas de méthode permettant estimer les caractéristiques des sols grossiers hétérogènes à partir des résultats d'essais sur le matériau écélé ou sur le matériau dont les éléments grossiers sont remplacés par des éléments plus petits.

L'étude d'un sol hétérogène modèle a permis de comprendre quel était le rôle des inclusions qui sont les éléments à écélé ou à remplacer. En effet, nous avons mis en évidence et expliqué le rôle de la fraction volumique d'inclusions ainsi que celui d'autres propriétés que sont leur taille, leur forme et leur état de surface, sur le comportement de ce type de sol. Nous sommes donc capable maintenant, de proposer une méthode qui permette la détermination des caractéristiques des sols hétérogènes à partir des essais sur le matériau reconstitué (sol écélé ou sol à inclusions remplacées).

La méthode de caractérisation que nous proposons consiste à :

- reconstituer en laboratoire la granulométrie du sol grossier selon une procédure que nous

définirons ;

- utiliser un outil théorique, basé sur une approche par changement d'échelle, pour estimer les caractéristiques d'élasticité et de rupture du sol intact (non reconstitué), à partir des caractéristique du sol reconstitué.

Puis, une application de cette méthode au cas du sol modèle sera faite.

Enfin, nous utiliserons la méthode ainsi élaborée pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol naturel.

5.1 Procédure de reconstitution granulométrique

Dans cette section, nous proposons une procédure pour réaliser l'écèlement ou la substitution des inclusions. Nous décrivons ces procédures dans un cadre le plus général afin qu'elles puissent être appliquées à un sol naturel avec des dispositifs expérimentaux de tailles quelconques.

Pour ce faire, nous indiquons, d'abord, comment faire le choix entre la méthode de d'écèlement simple et la méthode de substitution. Nous proposons, ensuite, un critère qui permettant d'identifier au sein d'une granulométrie quelconque les éléments à écèlement ou à substituer. Enfin, nous indiquons l'état de densité que les éprouvettes reconstituées par écèlement ou substitution, doivent avoir.

5.1.1 Choix des éléments à écèlement ou à substituer

L'étude bibliographique montre que le choix de ces éléments peut être fait de plusieurs façons. En effet, certains auteurs choisissent d'écèlement tous les éléments dont le diamètre est supérieur à 4,8 mm. Cette valeur représente, selon la classification USCS, la taille caractéristique au delà de laquelle les éléments granulaires ne font plus partie de la classe des sables. D'autres auteurs choisissent d'enlever les éléments dont le diamètre est supérieur au diamètre admissible compte tenu de la taille des éprouvettes.

Pour identifier, la fraction du sol qui constitue la matrice et celle qui constitue les inclusions, nous proposons que le rapport entre la taille moyenne des constituants de la matrice et celle des inclusions, soit inférieure à $\frac{1}{10}$. En effet, nous avons montré, dans le chapitre

4, que, ce n'est qu'en deçà de ce rapport que les éléments grossiers peuvent être considérés comme des hétérogénéités vis à vis de la matrice fine.

5.1.2 Choix entre la procédure d'écrêtement et la procédure de substitution des inclusions

La méthode d'écrêtement est celle à laquelle on a le plus souvent recours pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol grossier à partir d'essais réalisés en laboratoire. Concernant l'utilisation de la méthode substitution, il existe peu de travaux y faisant référence.

En supposant qu'on puisse identifier, en analysant la granulométrie d'un sol grossier, une fraction matricielle et une fraction qui constituera les inclusions, nous expliquons comment choisir entre les deux méthodes de reconstitution granulométriques.

En étudiant l'influence de la distribution granulométrique des graviers (section ??), nous avons montré que la substitution des inclusions de grande taille par des inclusions de taille plus petites, ne modifie pas le comportement du sol grossier non recomposé. Nous avons fait cette observation sur un sol hétérogène contenant 20% et 35% de graviers (cf Figures 5.1 et 5.2). Cette méthode convient donc parfaitement pour estimer les caractéristique d'un sol grossier hétérogène à partir des résultats d'essais réalisés en laboratoire, sur une éprouvette de taille réduite.

Il peut arriver que les inclusions de substitution soient trop grandes par rapport à la taille des éprouvettes dont on dispose ($d_{\text{épreuve}} < 6 \times d_{\text{inclusions}}$). Nous avons montré dans le chapitre 4, le fait d'avoir des éprouvette suffisamment grande, était une des conditions à respecter pour tester un volume de sol représentatif du sol hétérogène.

Dans ce cas, la restriction imposée par les dimensions de l'éprouvette conduit à choisir l'écrêtement simple.

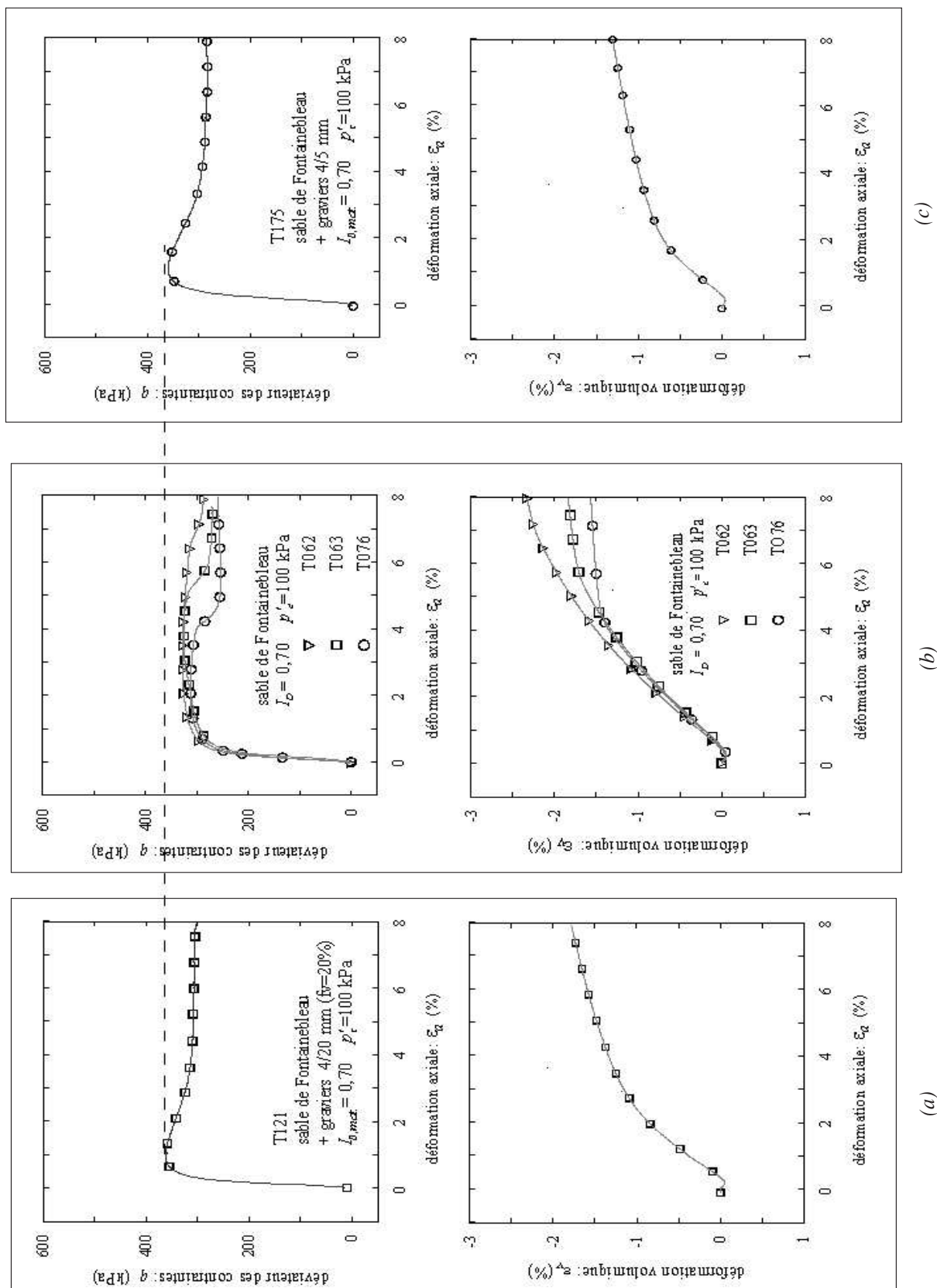


FIG. 5.1 – Influence du type de reconstitution granulométrique : (a) sol hétérogène complet (matrice + inclusions); (b) sol obtenu par écrêtement des inclusions; (c) sol obtenu par substitution des inclusions; Cas où $f_v = 20\%$

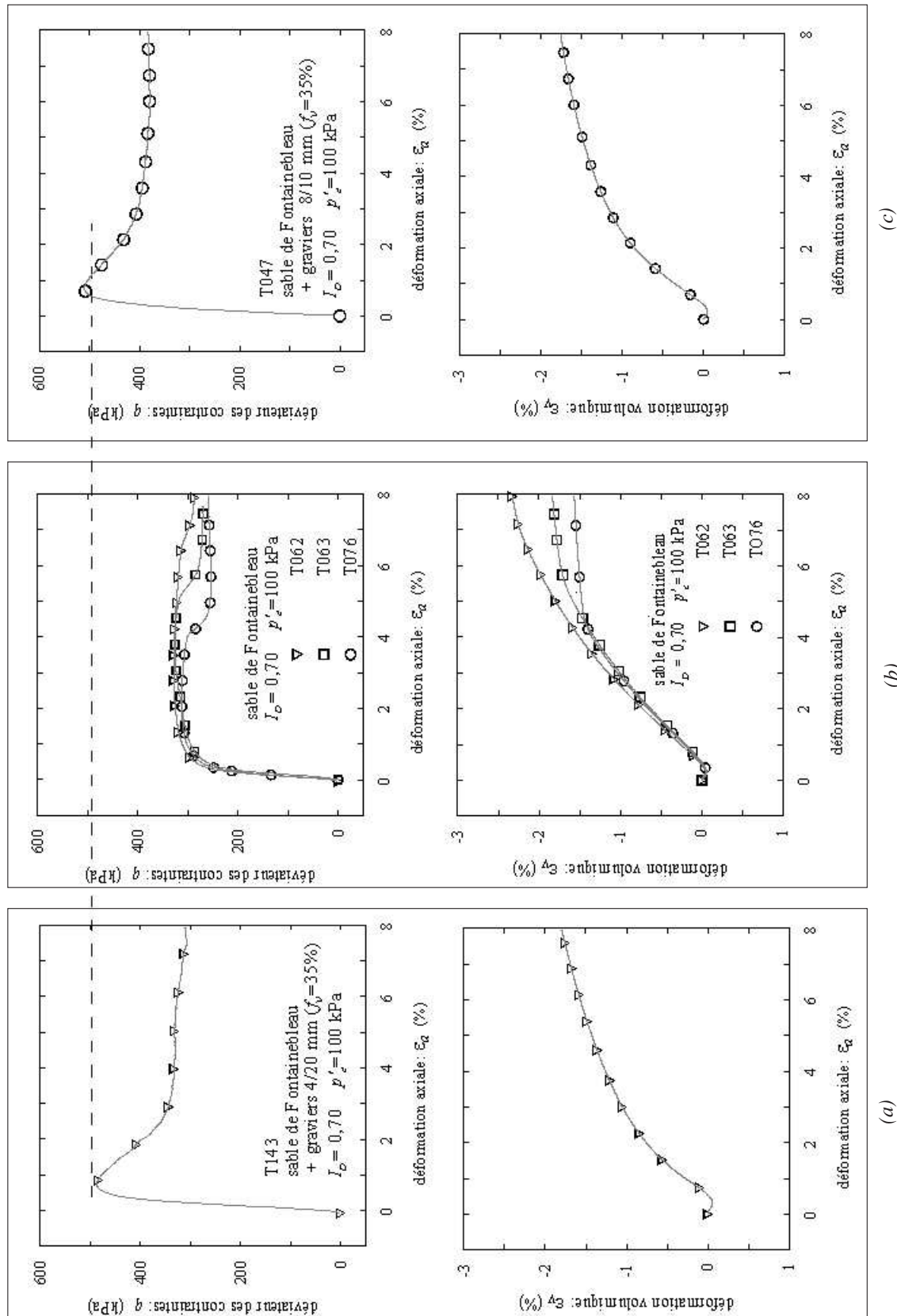


FIG. 5.2 – Influence du type de reconstitution granulométrique : (a) sol hétérogène complet (matrice + inclusions); (b) sol obtenu par écrêtement des inclusions; (c) sol obtenu par substitution des inclusions; Cas où $f_v = 35\%$

5.1.3 Détermination de l'état initial du matériau testé en laboratoire

5.1.3.1 Cas où on teste le matériau écrêté

On a répertorié dans la bibliographie trois façons de compacter le sol écrêté (la matrice) :

- il peut être compacté à un indice de vide ou à une masse volumique identique à celle du sol grossier (matrice + inclusions) ;
- il peut, également, être compacté à une densité relative qui est égale à celle du sol grossier ;
- lorsque le sol grossier est compacté à son optimum proctor, certains auteurs compactent le sol écrêté, également à son optimum proctor ;
- enfin, seuls quelques rares auteurs compactent le sol écrêté à l'indice de vide dans lequel il se trouve lorsqu'il est mélangé avec les inclusions.

Le choix de l'état initial de l'éprouvette de sol écrêté est très important car, selon l'option choisie, la comparaison entre le comportement du sol grossier et celui du sol écrêté aboutit à des conclusions différentes.

Pour illustrer nos propos, nous comparons le comportement du sol hétérogène (matrice + graviers) à celui de la matrice (l'éprouvette de matrice joue le rôle du sol écrêté) dans les deux suivants :

1. la matrice et le sol hétérogène sont compactés à une masse volumique identique ;
2. la matrice est compactée à la masse volumique dans laquelle elle se trouve lorsqu'elle mélangée avec les inclusions.

L'éprouvette de sol hétérogène est constituée par un mélange sable + 20% de graviers. Elle contient une masse de sable de 1984,5 gr et 832,1 gr de graviers. La masse volumique sèche du mélange vaut $\rho_{d,total} = 1,79 \text{ gr/cm}^3$. La masse volumique de la matrice vaut $\rho_{d,mat.} = 1,58 \text{ gr/cm}^3$: elle est calculée en explicitant la masse volumique $\rho_{d,total}$ d'un sol hétérogène en fonction de la masse volumique de la matrice qu'il contient $\rho_{d,mat.}$ et de la proportion massique d'inclusions f_m . La formulation de $\rho_{d,total}$ est obtenue en écrivant que le volume total de l'éprouvette hétérogène V_{total} correspond à la somme du volume des inclusions V_i et

le volume de la matrice V_{mat} qui comprend les grains et les vides :

$$V_{total} = V_{mat} + V_i$$

L'équation ci-dessus équivaut à

$$V_{total} = \frac{M_{d,mat.}}{\rho_{d,mat.}} + \frac{M_i}{\rho_{s,i}}$$

où $M_{d,mat.}$ et M_i représentent respectivement la masse de la matrice et celle des inclusions.

La définition de la fraction massique f_m implique

$$M_i = f_m \times M_{total}$$

et

$$M_{mat.} = (1 - f_m) \times M_{total}$$

Ainsi le volume total de l'éprouvette s'écrit

$$V_{total} = M_{total} \times \left(\frac{1 - f_m}{\rho_{d,mat.}} + \frac{f_m}{\rho_{s,i}} \right)$$

La masse volumique théorique d'une éprouvette du sol hétérogène s'écrit donc :

$$\rho_{d,total} = \frac{1}{\frac{1 - f_m}{\rho_{d,mat.}} + \frac{f_m}{\rho_{s,i}}} \quad (5.1)$$

L'inversion de l'équation 5.1 donne :

$$\rho_{d,mat.} = \frac{1 - f_m}{\frac{1}{\rho_{d,total}} - \frac{f_m}{\rho_{s,i}}} \quad (5.2)$$

En fabriquant l'éprouvette écrêtée (constituée que par la matrice sableuse) selon l'option n°1, nous ne sommes pas parvenu à compacter la matériau à un état aussi dense l'est le sol hétérogène. Ceci est normal car, cette masse volumique du sol hétérogène $\rho_{d,total} = 1,79 \text{ gr/cm}^3$ correspond, dans le cas du sable de Fontainebleau, à un indice de vide $e_0 = 0,477$; cette valeur est inférieure à l'indice de vide minimum qui peut être atteint. L'état de densité le plus proche auquel on a pu compacter l'éprouvette écrêtée correspond à un indice des vides initial $e_0 = 0,58$ soit $\rho_d = 1,68 \text{ gr/cm}^3$. Nous présentons sur la figure 5.3 les courbes des essais

réalisés sur l'éprouvette hétérogène et sur la matrice sableuse. On constate que l'éprouvette écrêtée et compactée à $\rho_d = 1,68 \text{ gr/cm}^3$, développe des efforts de résistance au cisaillement presque identiques à ceux manifestés par l'éprouvette hétérogène. Si on avait pu compacter l'éprouvette à $\rho_d = 1,79 \text{ gr/cm}^3$, les efforts mobilisés seraient encore plus élevés. On constate, également, que, à cet état de densité, l'échantillon de sable présente un comportement plus dilatatant que l'échantillon hétérogène.

Par contre, en compactant l'éprouvette de matrice selon l'option n°2, c'est-à-dire état dans lequel se trouve la matrice au sein du sol hétérogène, $\rho_d = \rho_{d,mat} = 1,58 \text{ gr/cm}^3$ (), sa résistance au cisaillement est plus faible que celle du sol hétérogène.

On prouve donc bien, que selon la façon dont on compacte le sol écrêté, la comparaison entre ses caractéristiques et celles du sol grossier, aboutit à des conclusions complètement différentes. Il est donc nécessaire d'adopter une procédure unique qui puisse être suivie de façon systématique lorsque qu'on veut déterminer les caractéristiques d'un sol grossier hétérogène à partir des propriétés du sol écrêté (constitué que par la matrice).

Nous recommandons de tester les éprouvettes de matrice, à un état de densité identique à celui dans lequel la matrice se trouve quand elle est mélangée avec les inclusions. Les résultats expérimentaux que nous avons obtenus mettant en évidence l'influence de la présence des inclusions, sont obtenus dans ces conditions de mise en place. En effet, qu'elle soit mélangée ou pas avec des inclusions, l'indice de densité de la matrice sableuse valait toujours $I_{D,mat.} = 0,70$.

5.1.3.2 Cas où on teste en laboratoire le sol contenant des inclusions de substitution

Pour ce type de reconstitution granulométrique, la masse d'inclusions reste identique et seule leur taille est changée. Le sol substitué peut donc être compacté une masse volumique totale $\rho_{d,total}$ identique à celle du sol grossier.

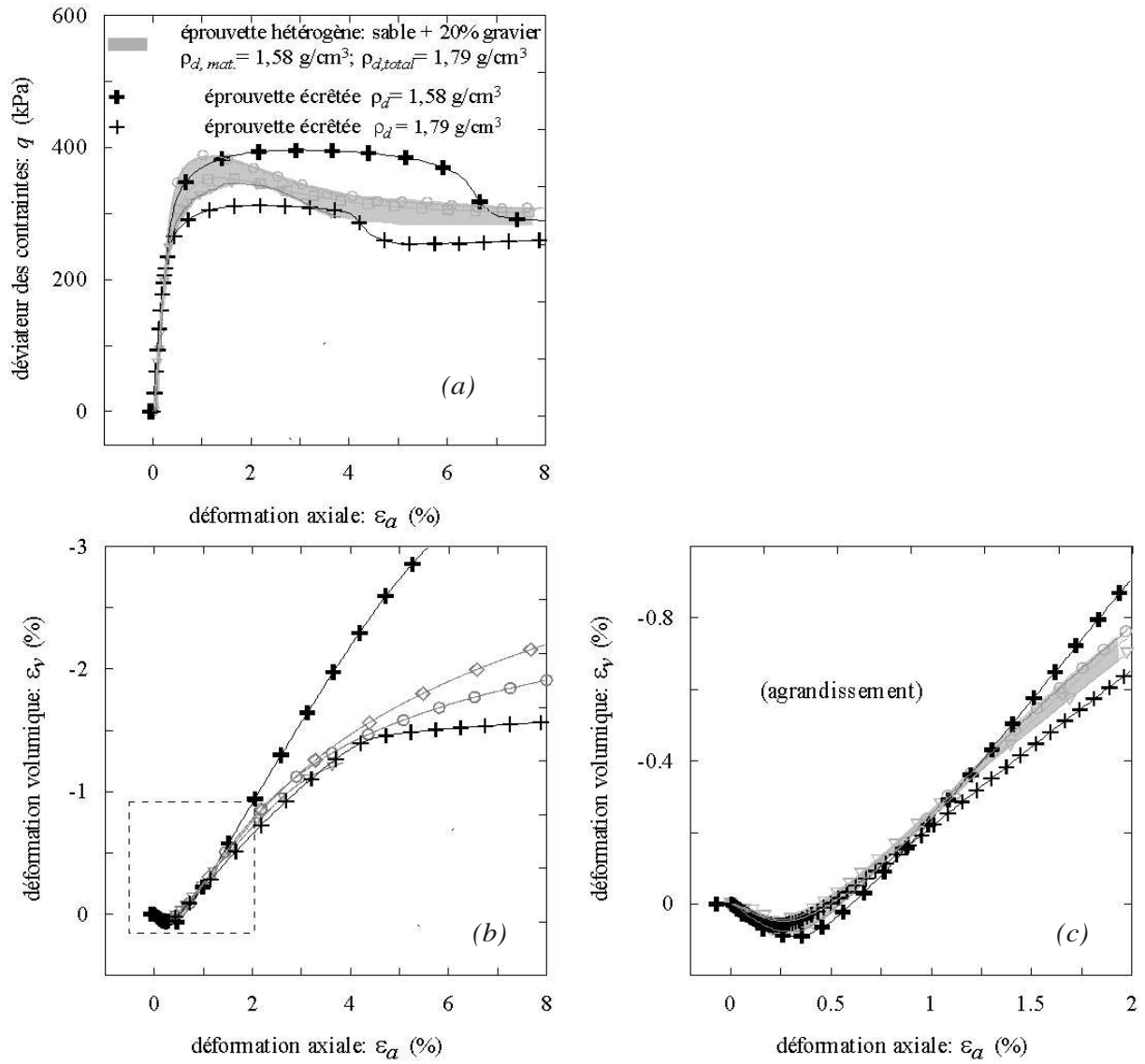


FIG. 5.3 – Influence de l'état initial de l'éprouvette écrêtée : (a) courbe de cisaillement ; (b) courbe de déformation volumique

5.1.4 Conclusions sur les procédures de reconstitution granulométrique

Nous venons de donner des recommandations à suivre pour appliquer et choisir la méthode de reconstitutions granulométriques adéquate.

Nous avons montré que les caractéristiques des éprouvettes obtenues par substitution ou remplacement des inclusions de grandes taille, étaient les mêmes que celles du sol grossier intact.

Il à été prouvé également que les éprouvettes obtenues par écrêtement des inclusions avaient des caractéristiques mécaniques en rupture et en élasticité, plus faible celles que du sol grossier intact. Pour ce type de reconstitution, une question reste encore sans réponse : comment estimer les caractéristiques mécaniques du sol grossier intact (*i.e.* sol constitué par la matrice et les inclusions) à partir des caractéristiques du sol écrêté (*i.e.* sol constitué que par la matrice) ?

Pour tenter de répondre à cette question, nous proposons, dans la partie suivante, un outil théorique qui repose sur une analyse *micromécanique* du problème posé.

5.2 Apport des techniques d'homogénéisation

Le recours aux méthodes d'écèlement ou de remplacement des inclusions pour estimer à partir des essais de laboratoire, les caractéristiques mécaniques de certains sols grossiers, fait qu'il peut être utile de définir le sol à une échelle plus fine que celle de l'éprouvette. L'échelle des éléments qui sont écétés ou remplacés nous semble être une échelle de description pertinente. C'est la raison pour laquelle, l'utilisation de la "micromécanique" nous paraît être un outil intéressant pour prévoir, par exemple, le comportement d'un sol grossier hétérogène en ne testant en laboratoire que le sol écété (sol sans éléments grossiers).

En effet, l'intérêt de ces méthodes, par rapport aux outils classiques de la mécanique des milieux continus, est de pouvoir décrire le comportement mécanique macroscopique des matériaux en prenant en compte leur hétérogénéité.

Après une présentation succincte du principe de la méthode d'homogénéisation, nous présentons les principaux résultats obtenus par (Barthélémy & Dormieux, 2003). Il s'agit des formules analytiques qui permettent de déterminer les paramètres mécaniques macroscopiques d'un matériau hétérogène constitué par une matrice ayant un comportement élastoplastique parfait, et contenant des inclusions rigides.

Nous vérifierons ensuite si ces outils théoriques permettent d'estimer les paramètres d'élasticité du sol hétérogène en prenant en compte

- les propriétés des hétérogénéités (proportion, forme et état de surface) ;
- la non linéarité du matériau.

Enfin, nous déterminerons, de façon expérimentale, le critère de rupture des éprouvettes hétérogènes et nous vérifierons si les paramètres de ce critère peuvent être estimés de façon théorique, à partir de formules d'homogénéisation.

5.2.1 Description de la méthode d'homogénéisation

L'objectif des méthodes d'homogénéisation est d'estimer les caractéristiques mécaniques macroscopiques ou globales d'un matériau hétérogène. Ces propriétés mécaniques sont déterminées à partir :

- des caractéristiques mécaniques de chacune des phases présentes dans le milieu hétéro-

gène et ;

- des informations morphologiques concernant ces phases.

En utilisant cet outil, nous pourrions donc, estimer les caractéristiques du sol hétérogène modèle, à partir :

- des propriétés de la matrice sableuse : le module d’Young de la matrice $E^{mat.}$, son coefficient de Poisson $\nu^{mat.}$ et son angle de frottement interne $\phi^{mat.}$.
- des propriétés des inclusions : proportion f_v , forme, état de surface ...

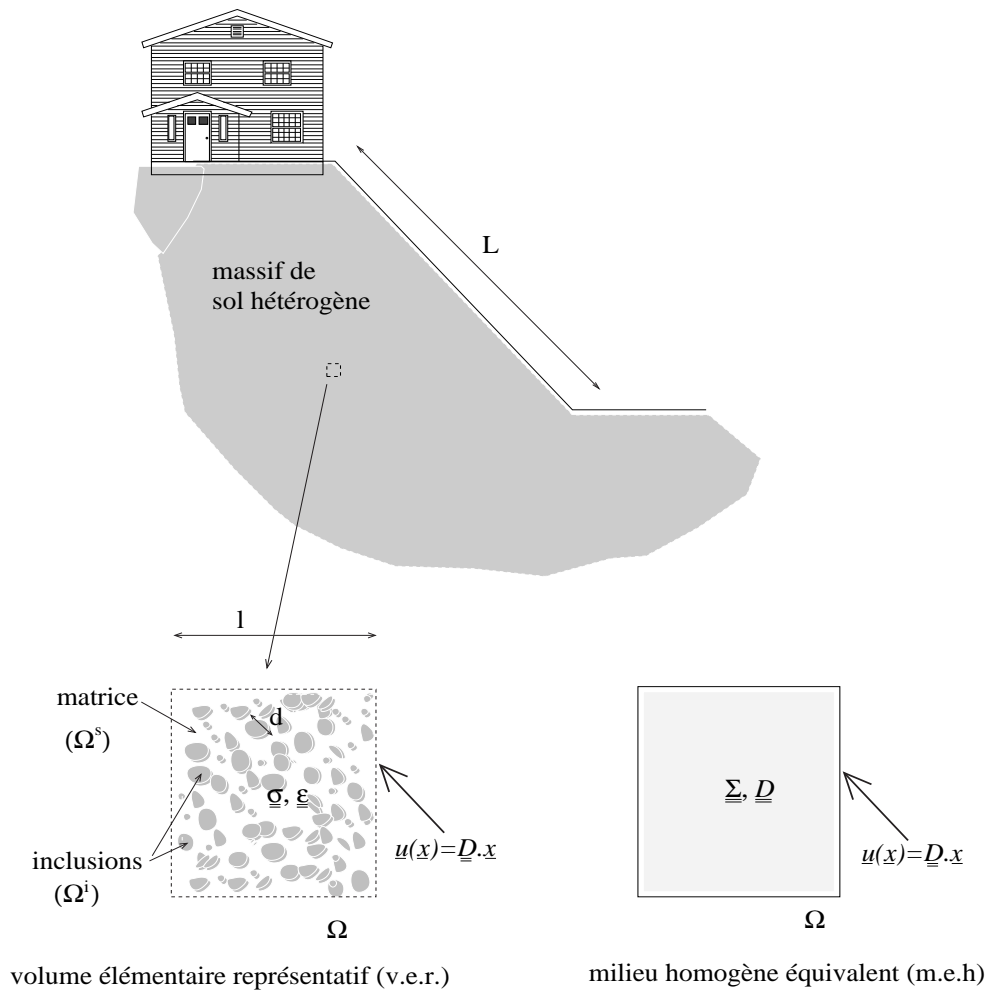
Le volume de matériau sur lequel cet outil théorique est mis en oeuvre n’est pas la structure ou le massif de sol entier, mais un volume dit “*élémentaire et représentatif*” du matériau : le v.e.r.. L’homogénéisation consiste à déterminer la loi de comportement ou le critère de rupture d’un milieu homogène équivalent au v.e.r.. Le m.h.e. est un milieu fictif qui est soumis aux mêmes conditions aux limites (en contrainte ou en déplacement) que le v.e.r. et qui a une réponse globale identique à ce dernier.

L’application de ces méthodes passe donc par la définition d’un v.e.r et nécessite une claire séparation des échelles impliquées dans le problème. Les conditions de séparation d’échelle peuvent se résumer par la double inéquation suivante : $d \ll l \ll L$ où d , l et L représentent respectivement les longueurs caractéristiques des hétérogénéités (éléments à écrêter), du v.e.r et du massif de sol hétérogène (figure 5.4).

La figure 5.4 illustre le principe de cette approche théorique.

Le déroulement de la méthode d’homogénéisation se fait en trois étapes :

- La première étape consiste à définir le v.e.r. : c’est-à-dire définir si possible ses limites, identifier les différentes phases homogènes ainsi que leurs propriétés (caractéristiques mécaniques, forme, proportion, état d’arrangement ...).
- Ensuite on doit analyser la réponse mécanique du v.e.r.. lorsque celui-ci est soumis à une sollicitation. Cela nécessite de choisir des conditions sur la frontière du v.e.r. et à déterminer les champs de contrainte et de déformation qui règnent au sein de celui-ci. C’est l’étape de la “localisation”. Cette étape permet de déterminer le comportement

FIG. 5.4 – *Principe de l'approche théorique par changement d'échelle*

“microscopique”, c’est à dire à l’échelle des hétérogénéités.

- Enfin à partir de la description du v.e.r. (propriétés morphologiques et mécaniques de chacune des phases, proportion relative de chacune d’elles, interactions entre les phases ...) et la localisation, on estime les caractéristiques du milieu homogène équivalent en effectuant des prises de moyenne. C’est l’étape d’homogénéisation”.

Les figures 5.5 et 5.6 illustrent la démarche ci-dessus. Dans le cas de la figure 5.5, le chargement au frontière du v.e.r. est défini à partir de la déformation macroscopique E . La localisation consiste à en déduire le champ de déformation microscopique locale ε . Puis, la loi de comportement microscopique fournit le champ le champ microscopique σ . Enfin, la contrainte macroscopique Σ est déterminée à l’aide d’une prise de moyenne.

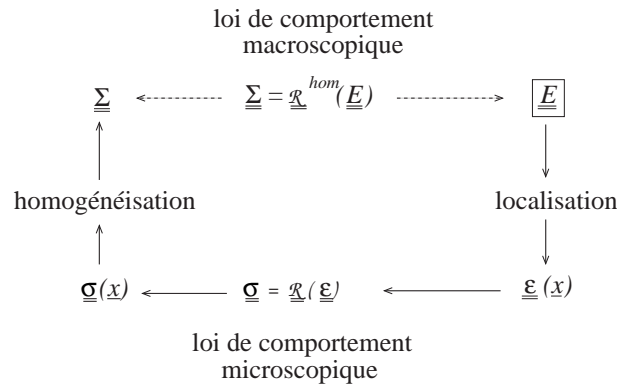


FIG. 5.5 – Schéma d’homogénéisation : cas où on impose des conditions de déformation homogènes sur le contour du v.e.r.

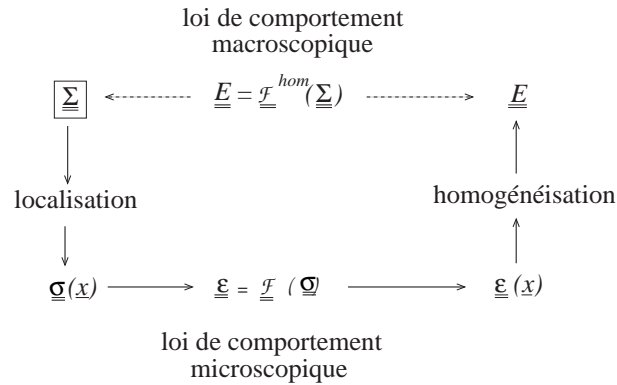


FIG. 5.6 – Schéma d’homogénéisation : cas où on impose des conditions de contrainte homogènes sur le contour du v.e.r.

5.2.2 Estimation des propriétés élastiques macroscopiques d'un milieu hétérogène

Dans cette section nous présentons des résultats analytique concernant les propriétés élastiques macroscopiques d'un milieu hétérogène. Le v.e.r est constitué d'une matrice élastique linéaire, à l'intérieur de laquelle se trouvent des inclusions sphériques, rigides et réparties de façon aléatoire. Deux types d'interface matrice/inclusion sont prises en compte par l'auteur :

- le cas de l'adhérence parfaite : cela correspond au cas où il n'y a pas de discontinuité du champ de vitesse au niveau de l'interface entre la matrice et l'inclusion ;
- le cas non adhérent sans frottement : le vecteur contrainte agissant sur l'interface n'a qu'une composante normale.

5.2.2.1 Cas d'adhérence parfaite entre la matrice et les inclusions

Dans ces conditions d'adhérence, la détermination des caractéristiques élastiques macroscopiques est classique (?). En utilisant le schéma d'homogénéisation linéaire de Mori-Tanaka (Mori & Tanaka, 1973) on obtient une assez bonne estimation des caractéristiques élastiques. Dans le cas où les inclusions sont rigides par rapport à la matrice, cette estimation correspond à la borne inférieure d'Hashin-Shtrikman. Les paramètres élastiques homogénéisés s'écrivent :

$$k^{hom} = \frac{3k^{mat} + 4\mu^{mat}f_v}{3(1 - f_v)} \quad \text{et} \quad \mu^{hom} = \mu^{mat} \frac{k^{mat}(6 + 9f_v) + \mu^{mat}(12 + 8f_v)}{6(k^{mat} + 2\mu^{mat})(1 - f_v)} \quad (5.3)$$

où :

- k^{mat} et μ^{mat} sont les paramètres élastiques de la matrice : ils correspondent respectivement au module de compression isotrope $k^{mat} = \frac{E^{mat}}{3(1 - 2\nu^{mat})}$ et au module de cisaillement $\mu^{mat} = \frac{E^{mat}}{2(1 + \nu^{mat})}$. Les grandeurs E^{mat} et ν^{mat} représentent le module d'Young et le coefficient de Poisson de la matrice ;
- f_v correspond à la fraction volumique d'inclusions présentes dans le v.e.r : $f_v = \frac{\Omega_i}{\Omega}$ (Ω_i : volume des inclusions et Ω : volume du v.e.r).

5.2.2.2 Cas d'un contact glissant non frottant

Le schéma d'homogénéisation de Mori-Tanaka ou tout autre schéma classique d'homogénéisation linéaire basé sur la résolution du problème d'Eshelby, ne sont pas valables dans ces

conditions d'interface. Barthélémy (Barthélémy & Dormieux, 2003) propose de modifier le problème d'Eshelby en prenant en compte la condition de non adhérence entre la matrice et l'inclusion. La résolution de ce nouveau problème aboutit à une nouvelle expression du module de cisaillement homogénéisé :

$$\mu^{hom} = \mu^{mat} \frac{k^{mat}(15 + 9f_v) + \mu^{mat}(24 + 8f_v)}{3(k^{mat}(5 - 2f_v) + \mu^{mat}(8 - 4f_v))} \quad (5.4)$$

L'expression du module de compression isotrope reste la même car, sous un chargement isotrope à l'interface matrice/inclusion, le vecteur contrainte n'a pas de composante tangentielle. Dans ces conditions de chargement les propriétés mécaniques de l'interface n'ont pas d'influence sur le comportement du v.e.r..

La figure 5.7 est une illustration de l'évolution du module de cisaillement homogénéisé μ^{hom} en fonction de la fraction volumique d'inclusion f_v . On peut constater que, dans le cas de l'adhérence parfaite la valeur de μ^{hom} augmente avec f_v . Dans le cas glissant, cet accroissement est plus faible.

Donc d'un point de vue théorique, la présence d'inclusions rigides au sein de la matrice induit un renfort dont l'amplitude est intimement liée aux caractéristiques d'interface matrice/inclusions.

5.2.3 Détermination d'un critère de rupture macroscopique d'un milieu hétérogène

Il existe dans la littérature, des études qui proposent des critères de rupture macroscopiques déterminés à partir des méthodes d'homogénéisation (Jiang *et al.*, 2002; Lee & Mear, 1992; Suquet, 1997). Seulement, ces critères ne sont valables que pour des matériaux purement cohérents ; le critère le plus adapté est un critère de type von-Mises.

Pour déterminer le critère de rupture macroscopique du sol hétérogène nous choisissons d'utiliser les résultats obtenus par (Barthélémy & Dormieux, 2003). Ces auteurs traitent le cas des matériaux qui ont un comportement parfaitement plastiques. Ce type de comportement correspond bien à celui de la matrice sableuse du sol hétérogène. Présentons, en quelques

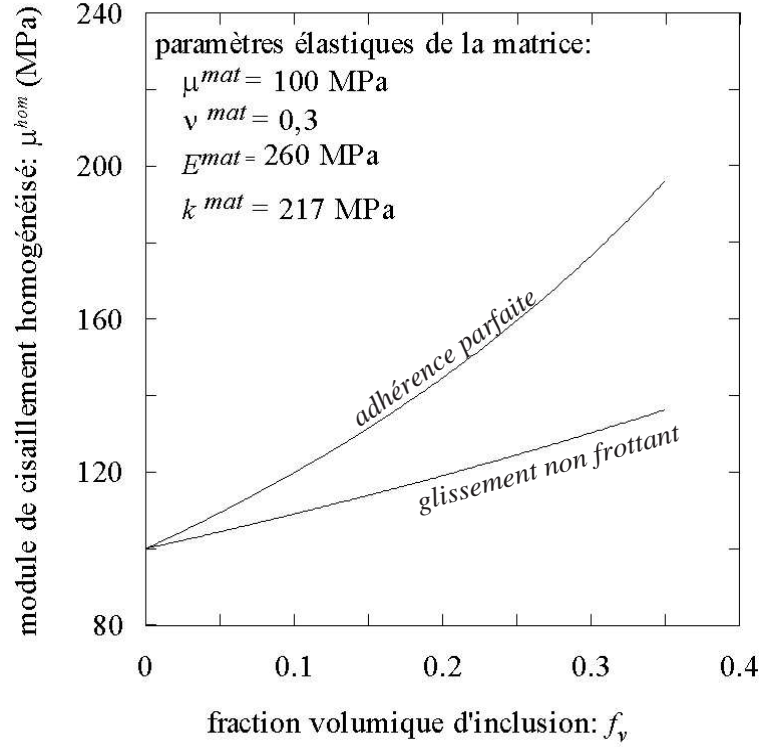


FIG. 5.7 – Illustration de l'influence des inclusions sur les propriétés élastiques d'un milieu hétérogène

lignes, les hypothèses retenues par (Barthélémy & Dormieux, 2003) ainsi que les principaux résultats obtenus.

On suppose que le critère de rupture de la matrice est un critère de Drucker-Prager. Ce critère constitue une généralisation du critère de von Mises aux cas des matériaux pulvérulents et présente l'avantage, par rapport au critère de Mohr-Coulomb, de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire. En faisant ce choix de critère, on évite que se crée un régime d'arrêt lors de la phase plastique ; autrement dit, on évite que dans le plan des contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 , le chemin de chargement n'aboutisse à un point anguleux du critère.

$$\underline{\underline{\sigma}} \in G^{mat} \Leftrightarrow g(\underline{\underline{\sigma}}) = \sigma_d + t(\sigma_m - h) \leq 0 \quad (5.5)$$

où

- G^{mat} est l'ensemble des champs de contrainte microscopique admissibles ;
- $\sigma_m = \frac{tr \underline{\underline{\sigma}}}{3}$: c'est la contrainte moyenne ;

- $\sigma_d = \sqrt{\underline{\underline{\sigma}}_d : \underline{\underline{\sigma}}_d}$ (avec $\underline{\underline{\sigma}}_d = \underline{\underline{\sigma}} - \sigma_m \underline{\underline{1}}$) : c'est la contrainte déviatorique ;
- t mesure les effets du frottement ($t=0$ dans le cas du critère de von Mises) ;
- h représente la résistance en traction isotrope du matériau

L'outil analytique proposé fait, de plus, l'hypothèse que les inclusions sont infiniment rigides par rapport à la matrice. Comme dans le cas de l'élasticité, les auteurs traitent les cas de deux types d'interfaces matrice/inclusion : le cas de l'adhérence parfaite et le cas glissant non frottant.

L'ensemble des tenseurs de contrainte macroscopique $\underline{\underline{\Sigma}}$ admissibles est défini de la façon suivante :

$$G^{hom} = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} \mid \exists \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}), \begin{cases} \text{div } \underline{\underline{\sigma}} = 0, \\ \underline{\underline{\Sigma}} = \langle \underline{\underline{\sigma}} \rangle_{\Omega}, \end{cases} \forall \underline{x} \in \Omega^{mat} g(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x})) \leq 0 \right\}$$

où Ω^s représente le volume de la matrice et Ω correspond au volume du v.e.r. L'opérateur $\langle \rangle_{\Omega}$ désigne la moyenne sur le domaine Ω . En d'autres termes, un état de contrainte macroscopique $\underline{\underline{\Sigma}}$ est admissible si il est possible de construire un champ de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x})$ en équilibre avec $\underline{\underline{\Sigma}}$ et compatible en tout point de la matrice avec le critère 5.5.

L'utilisation d'un schéma d'homogénéisation non linéaire aboutit à l'obtention d'un critère de rupture macroscopique qui s'écrit :

$$\Sigma_d = -T^{hom}(\Sigma_m - h) \quad (5.6)$$

où

- $\Sigma_m = \frac{tr \underline{\underline{\Sigma}}}{3}$
- $\Sigma_d = \sqrt{\underline{\underline{\Sigma}}_d : \underline{\underline{\Sigma}}_d}$ (avec $\underline{\underline{\Sigma}}_d = \underline{\underline{\Sigma}} - \Sigma_m \underline{\underline{1}}$)
- $\underline{\underline{\Sigma}}$ représente le tenseur de contrainte macroscopique, il appartient à G^{hom}

L'évolution du paramètre T^{hom} avec la fraction volumique d'inclusions f_v , est illustrée par la figure 5.8

Le matériau hétérogène présente donc un critère de rupture macroscopique du même type que celui de la matrice, c'est-à-dire un critère de type Drucker Prager. Dans le plan des

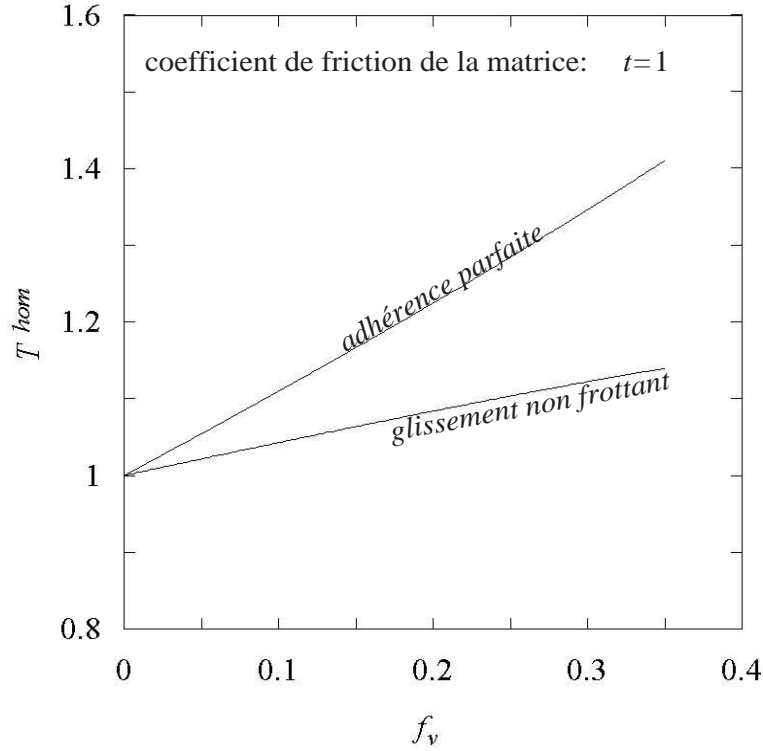


FIG. 5.8 – Illustration de l'évolution du coefficient de friction macroscopique : T^{hom} en fonction de la fraction volumique d'inclusions ($t=1$ choisi arbitrairement).

contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_1)$, le critère est un cône dont l'ouverture évolue avec la fraction volumique d'inclusions ; l'ouverture du cône dépend, également, des conditions d'interface matrice/inclusions. En effet le paramètre T^{hom} du critère macroscopique 5.6 s'exprime :

$$T^{hom} = t \times \sqrt{\frac{1 + \frac{3}{2}f_v}{1 - \frac{2}{3}f_v t^2}} \quad (5.7)$$

dans le cas d'adhérence parfaite, et

$$T^{hom} = t \times \sqrt{\frac{(1 + \frac{3}{5}f_v)(1 - f_v)}{(1 - \frac{2}{3}f_v t^2)(1 + \frac{2}{5}f_v)}} \quad (5.8)$$

dans le cas d'un contact glissant non frottant.

Donc, dans le plan des invariants (Σ_m, Σ_d) , le critère de rupture macroscopique du matériau hétérogène est représenté par une droite dont la pente augmente lorsque la fraction volumique d'inclusion croît. En conditions de glissement parfait, cet accroissement est relativement faible alors qu'il est nettement plus significatif dans le cas de l'adhérence parfaite (figure 5.9).

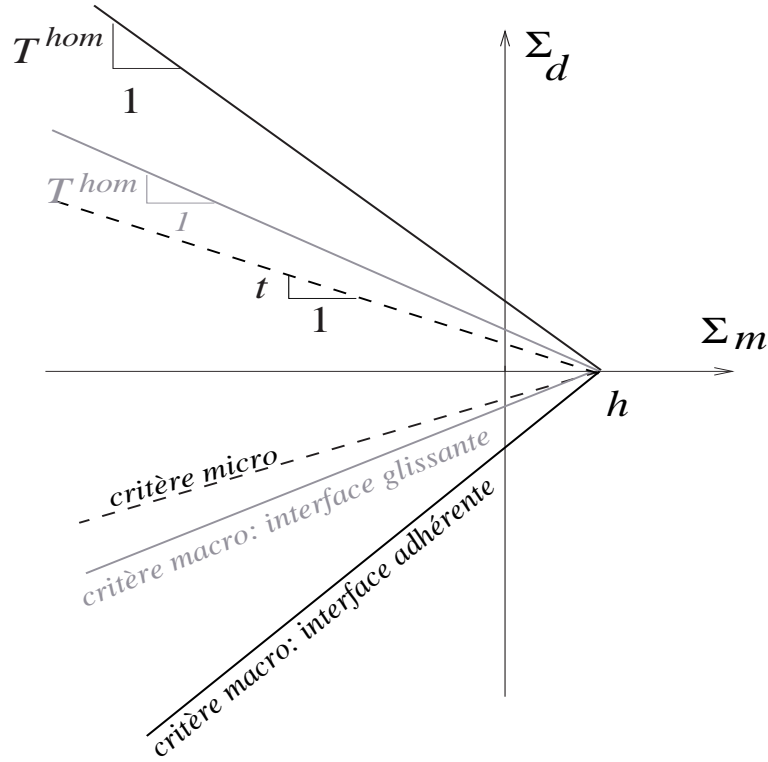


FIG. 5.9 – Illustration de l'influence des inclusions sur les propriétés élastiques d'un milieu hétérogène

5.2.4 Application au cas du sol hétérogène modèle

Dans cette section, nous comparons les valeurs des paramètres de rupture et d'élasticité obtenues à partir des essais expérimentaux, et celles obtenues en utilisant les formules analytiques que nous venons de présenter.

Pour ce faire, nous confronterons l'évolution théorique et expérimentale des paramètres élastiques ainsi que celle des paramètres de rupture, en fonction de la proportion des inclusions, dans l'hypothèse d'isotropie de la répartition des inclusions au sein de la matrice sableuse. Le choix du mode fabrication des éprouvettes tel qu'il est décrit dans la section 2.3.4.1 (page 119), nous permet de faire cette hypothèse.

Nous analyserons également la non linéarité du comportement élastique des éprouvettes hétérogènes et nous vérifierons si le modèle proposé, prend en compte cette non linéarité.

5.2.4.1 Comportement dans le domaine élastique

(a) Evolution du module d'Young macroscopique avec la proportion d'inclusions

Pour réaliser cette étude comparative, nous exploiterons les résultats d'essais réalisés sur des éprouvettes constituées par un mélange de sable de Fontainebleau et de graviers (8/10mm). Nous utiliserons également les résultats d'essais effectués sur des mélanges de sable et de billes lisses et rugueuses. Ces résultats expérimentaux seront confrontés aux résultats théoriques.

Nous présentons donc, sur la figure 5.11, l'évolution expérimentale et théorique du module d'Young de l'éprouvette hétérogène, en fonction de la proportion d'inclusions, pour 4 niveaux de contrainte initiale : $p'_c = 50, 100, 200$ et 400 kPa.

Les évolutions théoriques représentées en traits pleins, sont obtenues à partir des équations 5.3 et 5.4. Les valeurs des paramètres $\nu^{mat.}$ et $E^{mat.}$ intervenants dans ces équations, sont déterminées à partir d'un essai triaxial réalisé sur une éprouvette constituée que par la matrice sableuse. Le coefficient de Poisson de la matrice ν correspond au rapport $\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a}$ et le module d'Young représente la pente de la courbe de chargement (q, ε_a) . Ces paramètres mécaniques sont déterminés selon la procédure présentée dans la section 3.1.1 (page 126). A titre d'illustration, nous présentons sur la figure 5.10, les courbes expérimentales d'un essai réalisé à une contrainte de consolidation isotrope $p'_c = 100$ kPa. On trouve $\nu^{mat} = 0,30$ et $E^{mat} = 290$ MPa. Dans le tableau 5.1, sont répertoriées les valeurs des paramètres élastiques de la matrice pour les quatre niveaux de contraintes initiales. Les formules 5.3 et 5.4 donnent les valeurs théoriques du module de cisaillement de l'éprouvette hétérogène μ^{hom} . En faisant l'hypothèse que le coefficient de Poissons de l'éprouvette hétérogène vaut $\nu^{hom} = 0,30$, on déduit les valeurs théoriques de $E^{hom} = 2 \mu^{hom} (1 + \nu^{hom})$.

Les points qui décrivent l'évolution expérimentale du module d'Young des éprouvettes hétérogènes avec f_v , sont obtenus à partir des essais présentés dans le chapitre 3.

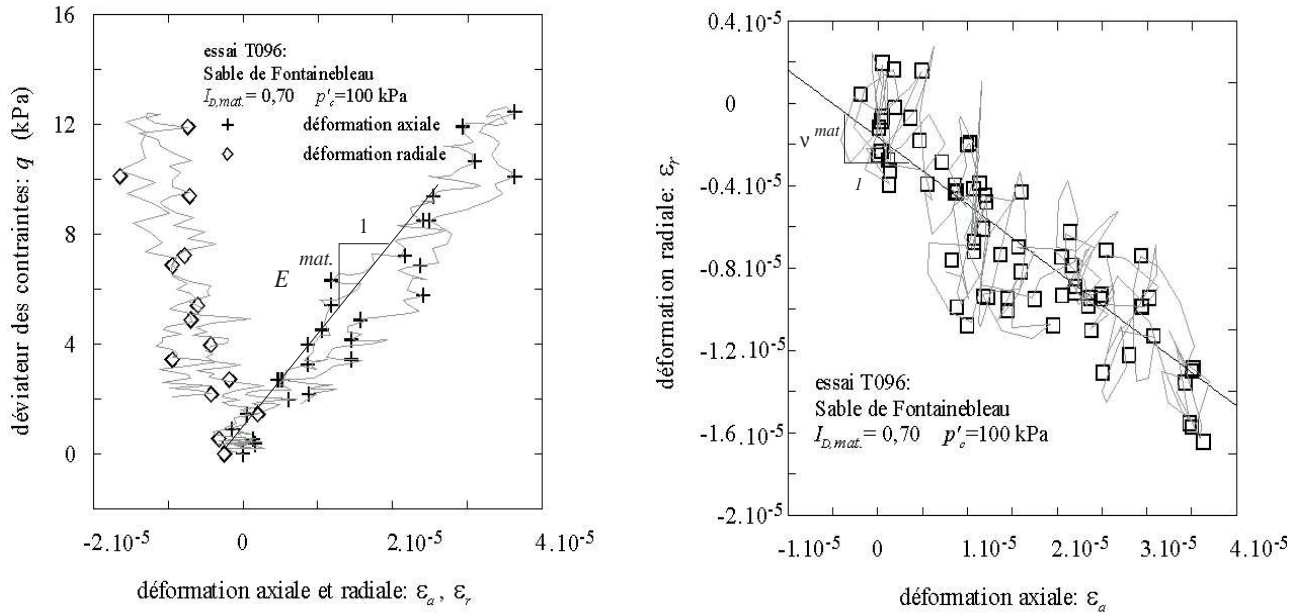


FIG. 5.10 – Courbes expérimentales servant à la détermination des propriétés élastiques de la matrice sableuse

TAB. 5.1 – Tableau d'essais utilisés pour la détermination des paramètres élastiques de la matrice

n° essai	p'_c (kPa)	$\nu^{mat.}$	$E^{mat.}$ (kPa)
T095	50	0,24	210
T096	100	0,30	310
T097	200	0,34	427
T098	400	0,26	570

Les résultats expérimentaux montrent qu'il y a un accroissement de la raideur avec la proportion d'inclusions. Cependant, nous ne décelons aucune influence des caractéristiques de l'interface matrice/inclusions sur l'évolution du module d'Young de l'éprouvette hétérogène. Ce résultat expérimental a été observé et commenté dans la 3.2.2.3 (page 142).

Par ailleurs, d'un point de vue théorique, on voit bien que dans le cas d'une adhérence parfaite entre la matrice et les inclusions, l'effet d'accroissement du module, est nettement plus important que dans le cas où suppose un glissement non frottant.

En résumé, on observe sur la figure 5.11, que les deux estimations analytiques obtenues à partir des équations 5.3 et 5.4, permettent d'encadrer les valeurs expérimentales du module d'Young du sol hétérogène, à partir de deux données que sont : la proportion d'inclusions f_v , d'une part, et le module de la matrice $E^{mat.}$ et son coefficient de Poisson $\nu^{mat.}$, d'autre part.

Une amélioration de la précision de l'évaluation expérimentale de E ainsi qu'une estimation plus précise de la fraction volumique d'inclusions f_v , permettrait sans doute, de mettre en évidence l'effet de l'interface matrice/inclusions de façon expérimentale. Nous pourrions ainsi mieux estimer le module des éprouvettes hétérogènes en profitant de la discrimination adhérent/glissant proposée par le modèle.

(b) Analyse de la non linéarité du module d'Young macroscopique du sol hétérogène

Nous avons montré, dans la section 3.3.2 (page 150), que, la valeur du module E qui est le module tangent à l'origine de la courbe de chargement (q, ε_a) , dépend de façon non linéaire de l'état de contrainte initial p'_c . Nous avons, également, montré que la présence de graviers au sein de la matrice sableuse ne modifiait pas la non linéarité du comportement élastique. Ce résultat expérimental est illustré par la figure 5.12.

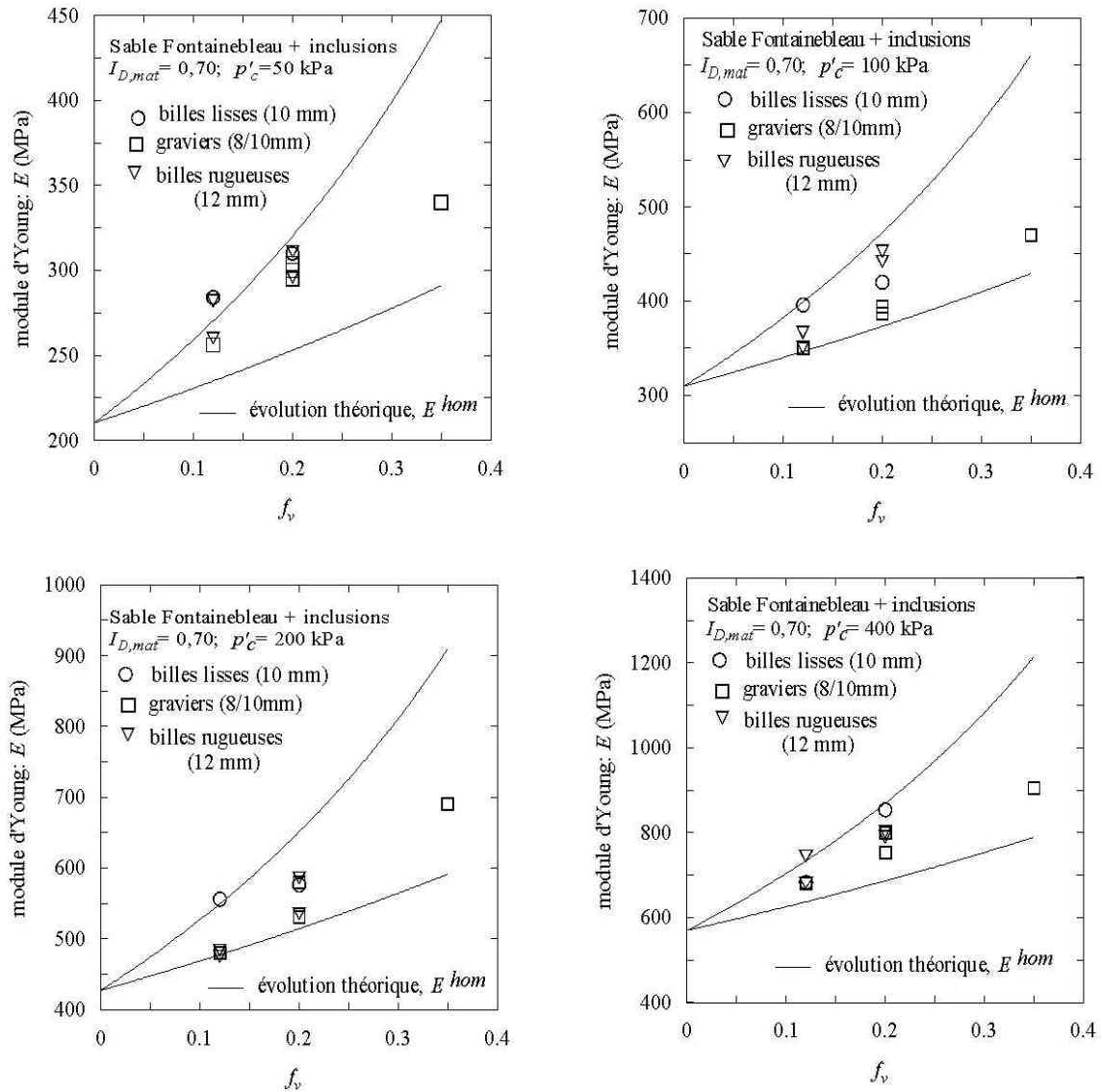


FIG. 5.11 – Influence de la proportion volumique d'inclusion sur le module d'Young du sol hétérogène : confrontation des résultats théoriques aux résultats expérimentaux

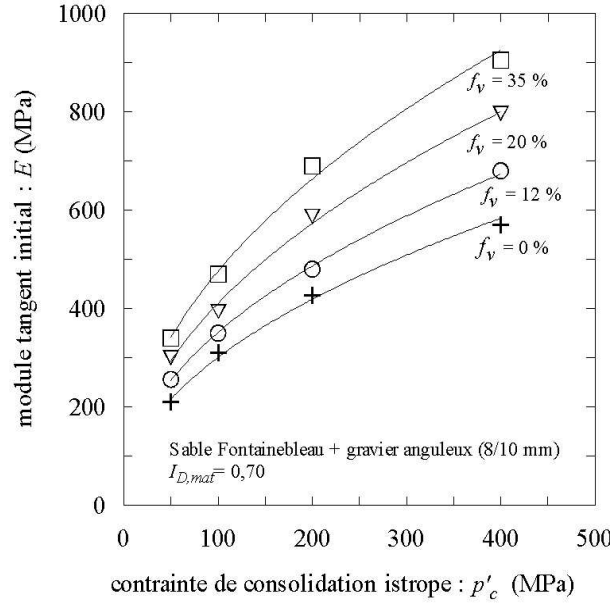


FIG. 5.12 – Influence de la proportion volumique d'inclusion sur la non linéarité de l'élasticité

Nous avons vu, plus haut, que les expressions des paramètres élastiques homogénéisés (équations 5.3 et 5.4) rendaient assez bien compte de l'effet d'accroissement de raideur induit par les inclusions. Maintenant, vérifions si cet outil théorique permet de prendre en compte la non linéarité du sol hétérogène.

Nous présentons sur la figure 5.13, l'évolution de module d'Young en fonction de la contrainte moyenne initiale p'_c . En traits discontinus sont représentées les évolutions expérimentales. Les traits continus correspondent aux courbes théoriques dans le cas d'une adhérence parfaite et dans le cas d'un glissement non frottant (figure 5.13).

Les valeurs théoriques du module d'Young des éprouvettes hétérogènes sont déterminées à partir des équations 5.3 et 5.4. Pour une éprouvette qui serait dans un état de contrainte isotrope global $p'_c = p$, on introduit dans la formule analytique 5.3 ou 5.4, les valeurs expérimentales $E^{mat.}$ et $\nu^{mat.}$. Ces valeurs sont les paramètres élastiques de la matrice lorsque celle-ci se trouve dans un état de contrainte $p'_c = p$. En réalité, lorsqu'on applique une contrainte isotrope $p'_c = p$ à l'éprouvette hétérogène, l'état de contrainte local dans la matrice n'est pas homogène. Néanmoins, on admet ici qu'il est possible de représenter en moyenne l'effet de p'_c sur l'élasticité de la matrice en utilisant pour celle-ci une valeur uniforme $E^{mat.}$ et $\nu^{mat.}$ fonction de p'_c . Une amélioration de cette technique en utilisant des méthodes sécantes (Su-

quet, 1997) est cependant possible : elle permettrait de prendre en compte l'hétérogénéité du champ de contrainte dans la matrice, au voisinage des inclusions.

Pour différentes proportions d'inclusions, la figure 5.13 présente en traits continus, les évolutions théoriques du module d'Young en fonction de p'_c dans le cas adhérent et dans cas glissant. Les traits discontinus décrivent l'évolution expérimentale déterminée directement à partir des essais sur les éprouvettes hétérogènes.

On vérifie donc, que les formules analytiques rendent compte de l'évolution non linéaire des paramètres élastiques du sol hétérogène modèle, avec la contrainte initiale isotrope p'_c .

5.2.4.2 Comportement à la rupture

(a) Détermination expérimentale du critère de rupture du sol hétérogène

Pour définir le critère de rupture du sol hétérogène, nous interprétons les résultats d'essais triaxiaux menés jusqu'à la rupture, présentés dans la section 4.3. Les tableaux 5.2 et 5.3 répertorient les valeurs des invariants Σ_m^{max} et Σ_d^{max} lorsque la rupture des éprouvettes se produit. Les grandeurs Σ_m et Σ_d sont celles définies dans la section 5.2.3 (page 225). Nous pouvons donc représenter les enveloppes de rupture dans le plan (Σ_m, Σ_d) (figures 5.14 et 5.15).

Pour l'éprouvette de sable et pour toutes les éprouvettes hétérogènes, on constate que les enveloppes de rupture sont des droites dont la pente est variable. Donc, quelle que soit la proportion et le type d'inclusions, on peut choisir comme critère de rupture des éprouvettes, un critère de type Drucker-Prager de la forme 5.6. Déterminons la valeur des paramètres de ce critère dans le cas du sol hétérogène modèle.

Dans le cas des matériaux granulaires reconstitués, comme l'est le sol hétérogène modèle, la résistance en traction isotrope représentée par le paramètre h est nulle, car le matériau ne présente aucune cohésion. Les pentes des droites de rupture correspondent aux valeurs du coefficient de friction T .

Sur la figure 5.16, nous représentons l'évolution de T en fonction de la proportion d'inclu-

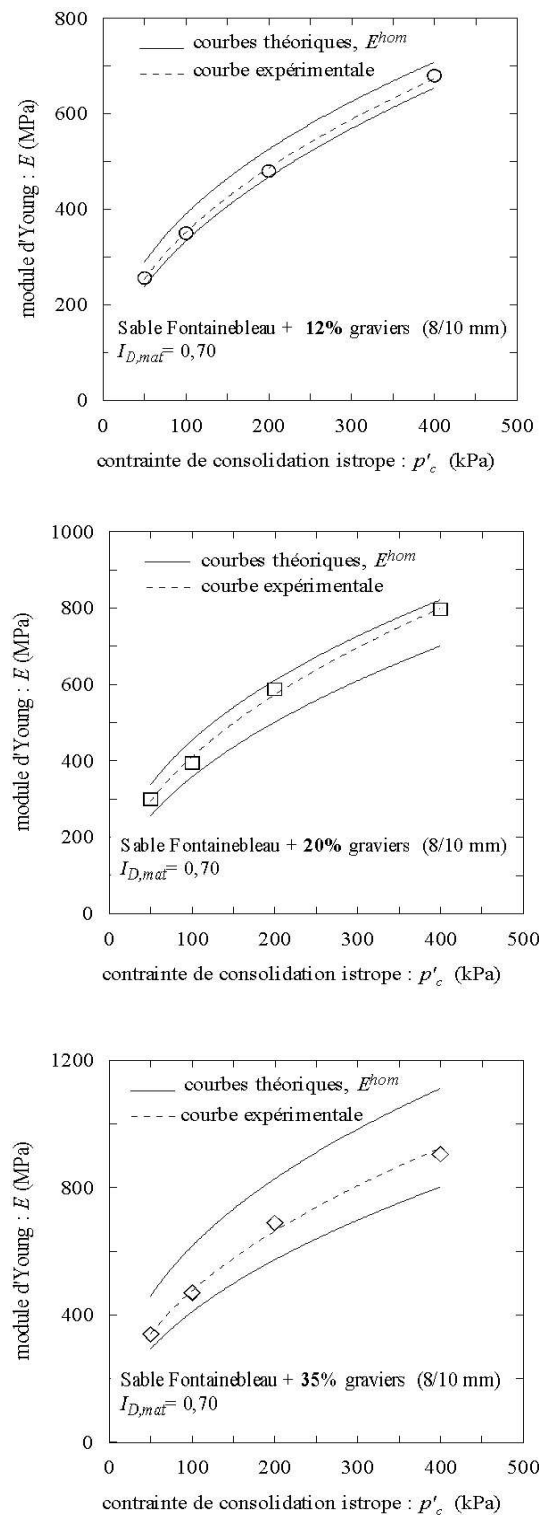


FIG. 5.13 – Influence de l'état de contrainte initial sur la valeur du module d'Young : confrontation des résultats théoriques aux résultats expérimentaux

TAB. 5.2 – Tableau d'essais utilisés pour la détermination du critère de rupture des éprouvettes hétérogènes.

n° essai	type d'inclusions	f_v (%)	p'_c (kPa)	$-\Sigma_m^{max}$ (kPa)	Σ_d^{max} (kPa)
t77		0	50	111	149
t63		0	100	209	268
t64		0	100	206	259
t76		0	100	204	256
t74		0	200	409	513
t75		0	200	393	470
t214		0	200	395	477
t86		0	400	772	911
t85		0	400	774	916
t87		0	400	773	914
t88		0	400	769	904
t78		0	400	756	872
t61	billes lisses	12	100	208	265
t83	billes lisses	12	100	205	257
t82	billes lisses	12	200	402	494
t84	billes lisses	12	200	416	528
t81	billes lisses	12	400	770	905
t31	billes lisses	20	100	202	249
t94	billes lisses	20	100	210	270
t92	billes lisses	20	200	406	504
t89	billes lisses	20	400	781	934
t71	billes rugueuses	12	100	207	261
t69	billes rugueuses	12	100	205	258
t56	billes rugueuses	12	100	211	271
t72	billes rugueuses	12	200	411	518
t79	billes rugueuses	12	400	780	930
t99	billes rugueuses	20	100	293	220
t80	billes rugueuses	20	100	214	279
t93	billes rugueuses	20	200	425	552
t91	billes rugueuses	20	400	817	1022

TAB. 5.3 – *Tableau d'essais utilisés pour la détermination du critère de rupture des éprouvettes hétérogènes.*

n° essai	type d'inclusions	f_v (%)	p'_c (kPa)	$-\Sigma_m^{max}$ (kPa)	Σ_d^{max} (kPa)
t113	gravier 8/10	12	50	117	163
t44	gravier 8/10	12	100	215	282
t22	gravier 8/10	12	100	216	282
t34	gravier 8/10	12	200	416	528
t207	gravier 8/10	12	200	415	526
t113	gravier 8/10	20	50	117	165
t43	gravier 8/10	20	100	230	318
t142	gravier 8/10	20	100	217	287
t150	gravier 8/10	20	100	219	291
t221	gravier 8/10	20	100	215	282
t39	gravier 8/10	20	200	432	569
t201	gravier 8/10	20	200	428	559
t280	gravier 8/10	35	50	147	238
t47	gravier 8/10	35	100	270	417
t151	gravier 8/10	35	100	272	420
t220	gravier 8/10	35	100	281	442
t208	gravier 8/10	35	200	502	740
t215	gravier 8/10	35	200	505	447

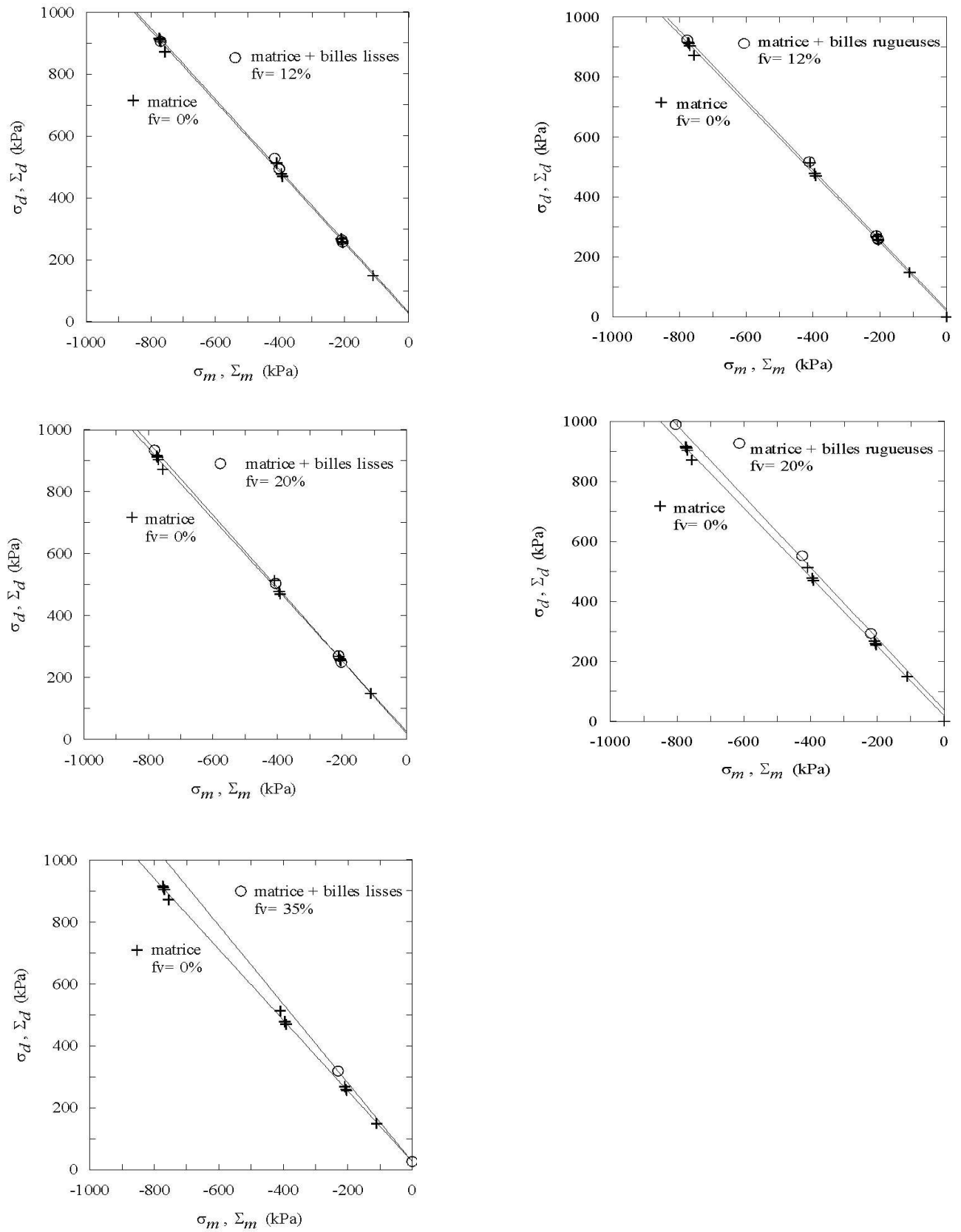


FIG. 5.14 – Détermination expérimentale des enveloppes de rupture : cas des billes lisses et cas des billes rugueuses

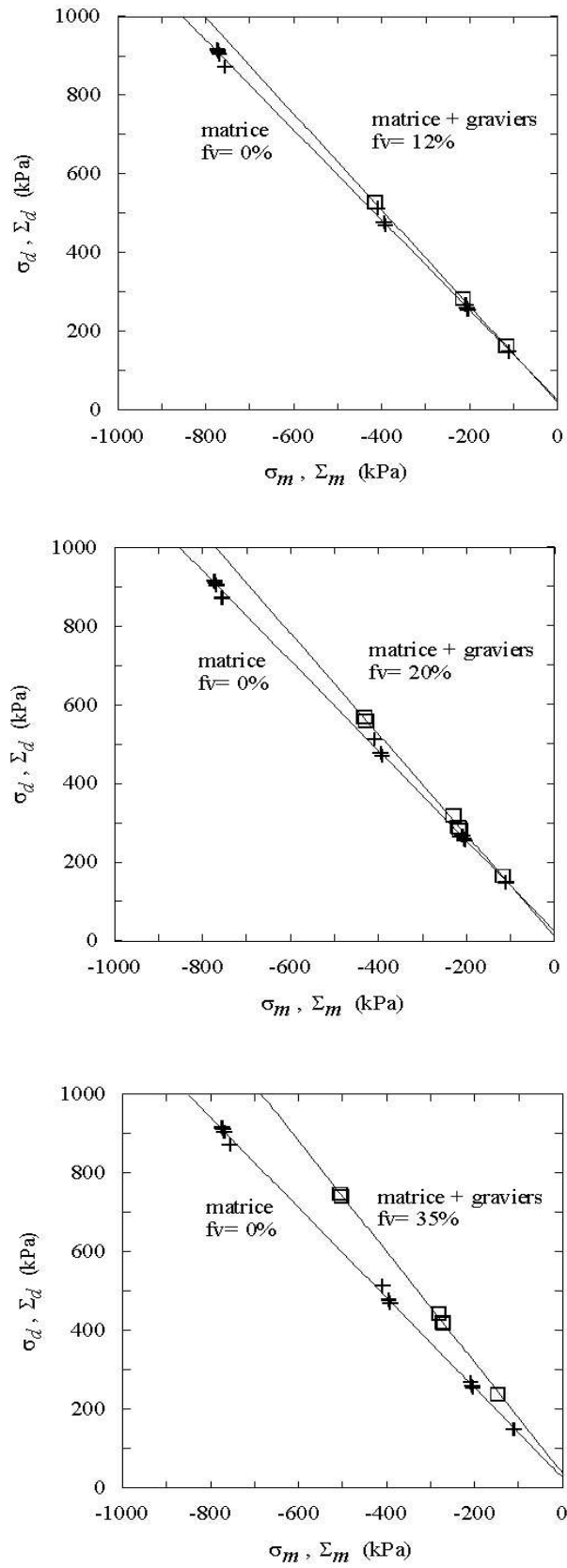


FIG. 5.15 – Détermination expérimentale des enveloppes de rupture : cas des graviers

TAB. 5.4 – Valeurs expérimentales des coefficients de friction des éprouvettes.

$f_v(\%)$	Type d'inclusions		
	billes lisses	billes rugueuses	graviers
0	1,14	1,14	1,14
12	1,15	1,17	1,22
20	1,17	1,22	1,28
35	1,27	-	1,40

sion. Afin d'observer l'influence des paramètres morphologiques des inclusions sur la valeur de T , nous présentons ce résultat pour les trois types d'inclusions : graviers, billes lisses et billes rugueuses. Nous répertorions, également, les valeurs de T dans le tableau 5.4.

On constate que T dépend de la proportion d'inclusions mais également du type d'interface matrice inclusions. En effet, dans les cas des inclusions de billes lisses, la valeur de ce coefficient augmente très peu avec la proportion d'inclusions ; alors que, dans le cas des graviers et des billes rugueuses, cette augmentation est plus marquée. L'évolution de T , dans le cas des billes rugueuses, est intermédiaire entre celle observée dans le cas des graviers et des billes lisses. C'est un résultat qui confirme les observations faites dans la section 4.3 du précédent chapitre : lorsque les inclusions sont sphériques, l'effet d'accroissement de la résistance macroscopique n'est essentiellement dû qu'au frottement entre la matrice et la surface des inclusions. La contribution de l'angularité des inclusions à l'effet de renfort, est, évidemment nulle dans le cas des billes, et très importante dans le cas de graviers.

Nous venons donc de montrer que, lorsque les éprouvettes constituées que par la matrice sableuse avaient un critère de rupture du type Drucker-Prager, la présence d'inclusions rigides au sein de cette matrice, ne modifiait pas la structure du critère de rupture. En effet, selon la proportion et le type d'inclusion, seule la valeur la pente des droites de rupture et donc la valeur du coefficient de friction T , augmentent. Les résultats analytiques présentés dans la section 4.3 concordent avec ceux-ci.

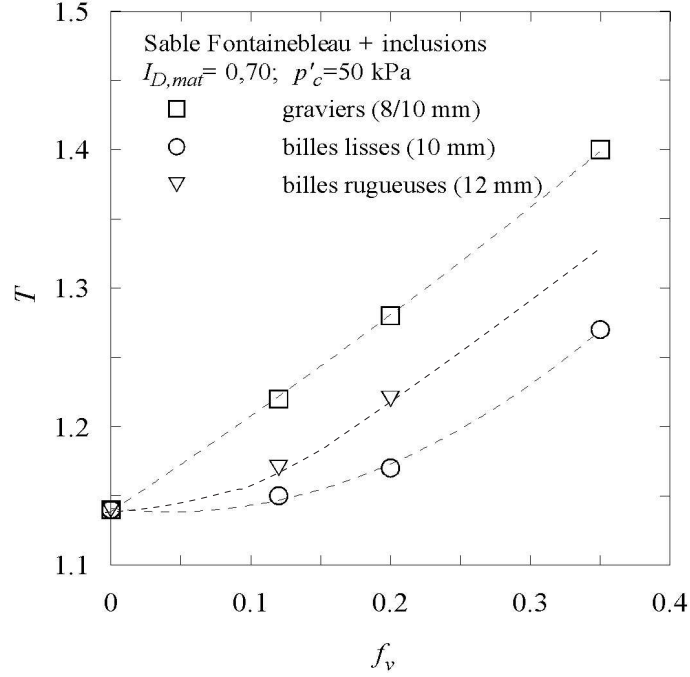


FIG. 5.16 – Evolution expérimentale du coefficient de friction des éprouvettes hétérogènes

(b) Estimation théorique du coefficient de friction macroscopique

Les résultats théoriques et les résultats expérimentaux concordant au moins de façon qualitative, vérifions maintenant si les formules analytiques 5.7 et 5.8 permettent d'estimer le coefficient macroscopique T^{hom} des éprouvettes de sol hétérogène.

L'expression de T^{hom} est une fonction de la fraction volumique d'inclusions f_v et du coefficient de friction de la matrice t . A partir des essais triaxiaux menées sur les éprouvettes de sable, nous obtenons : $t = 1,14$. Nous pouvons, donc, tracer l'évolution théorique du coefficient de friction homogénéisé T^{hom} de l'éprouvette hétérogène.

Nous présentons sur la figure 5.17 l'évolution théorique et l'évolution expérimentale du coefficient de friction des éprouvettes hétérogènes.

Contrairement au cas de l'élasticité, les formules d'homogénéisation 5.7 et 5.8 ne permettent pas d'encadrer les valeurs expérimentales du coefficient de friction. On remarquera, à ce titre, que l'évolution expérimentale de T dans le cas des billes lisses se trouve nettement en dessous de l'évolution théorique (cas non adhérent). Ceci peut être dû aux hypothèses

simplificatrices faites par le modèle théorique.

Néanmoins, on peut dire que les évolutions expérimentales de T sont assez bien décrites par l'évolution théorique dans le cas glissant, l'évolution théorique dans le cas adhérent se trouvant au dessus du fuseau expérimental.

5.2.5 Conclusions sur l'apport des techniques d'homogénéisation

On vient de présenter des formules analytiques qui permettent d'estimer les caractéristiques mécaniques macroscopiques d'un milieu hétérogène à partir des propriétés de chaque phase de ce milieu. L'application de ces formules au cas du sol hétérogène modèle permet d'estimer les paramètres d'élasticité et les paramètres de rupture du sol à partir :

- des propriétés élastiques et des paramètres de rupture de la matrice sableuse ;
- de la proportion des inclusions ;
- de la forme et l'état de surface des inclusions.

Dans le cas de la rupture, les caractéristiques de l'interface matrice/inclusion jouent un rôle prépondérant. La discrimination théorique entre le cas adhérent et le cas glissant est confirmée expérimentalement. Cependant, les résultats expérimentaux sont assez proches de l'estimation théorique dans l'hypothèse de l'interface glissante. L'amélioration de cet outil par l'introduction de lois de comportement intermédiaires pour l'interface matrice/inclusion permettrait sans doute d'en améliorer les performances.

En l'élasticité, le rôle des interfaces n'est pas perceptible expérimentalement. Les résultats théoriques concernant respectivement le cas adhérent et le cas glissant, fournissent un encadrement des propriétés élastiques.

On dispose donc d'un outil analytique simple permettant d'estimer de façon raisonnable, les caractéristiques mécaniques d'un sol grossier hétérogène à partir des caractéristiques du sol écrêté. Nous venons de valider cet outil sur un sol grossier hétérogène modèle, en respectant une procédure expérimentale précise en termes de :

- choix des éléments jouant le rôle des inclusions ;
- identification et fabrication des éprouvettes.

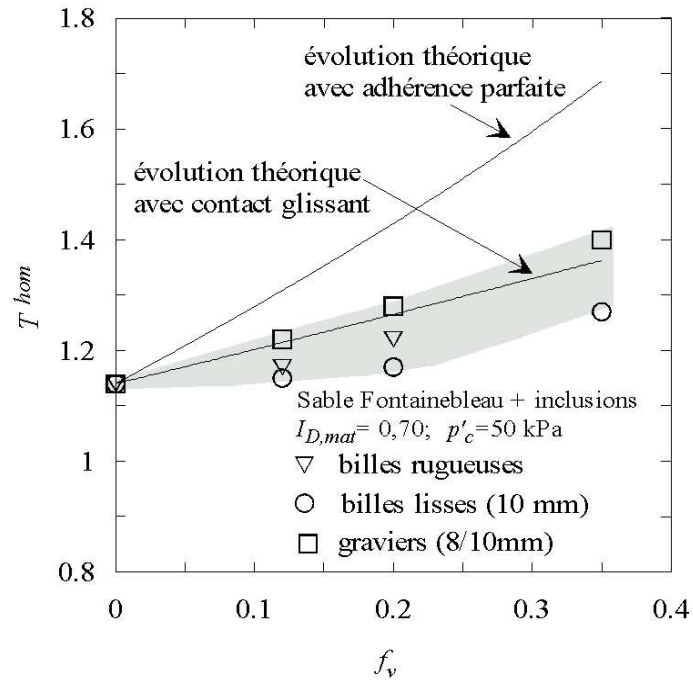


FIG. 5.17 – Evolution théorique et expérimentale du coefficient de friction des éprouvettes hétérogènes

Dans la section qui suit, nous proposons donc d'appliquer cette méthode au cas d'un sol naturel.

5.3 Application de la méthode au cas d'un sol naturel

Pour illustrer la méthode que nous venons de présenter, nous l'appliquons à la caractérisation mécanique d'une grave alluvionnaire utilisée comme matériau de remblais. La figure 5.18 présente une vue du matériau.

Dans un premier temps, nous appliquerons la méthode d'écrêtement en suivant la procédure décrite dans la section 5.1. Ensuite, à partir des propriétés élastiques de l'éprouvette écrêtée, nous estimerons, de façon théorique, les propriétés élastiques du sol grossier intact. Nous utiliserons, pour cela, les formules analytiques 5.3 et 5.4 présentées dans la section 5.2.2. Enfin, afin de valider cette méthode, nous déterminerons expérimentalement les propriétés du sol grossier en réalisant un essai sur une éprouvette qui contient la matrice et les inclusions.

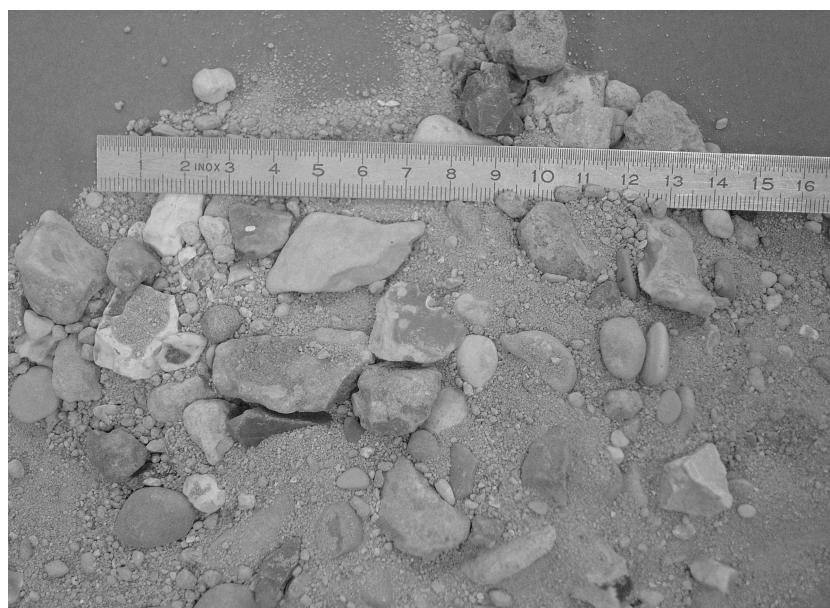
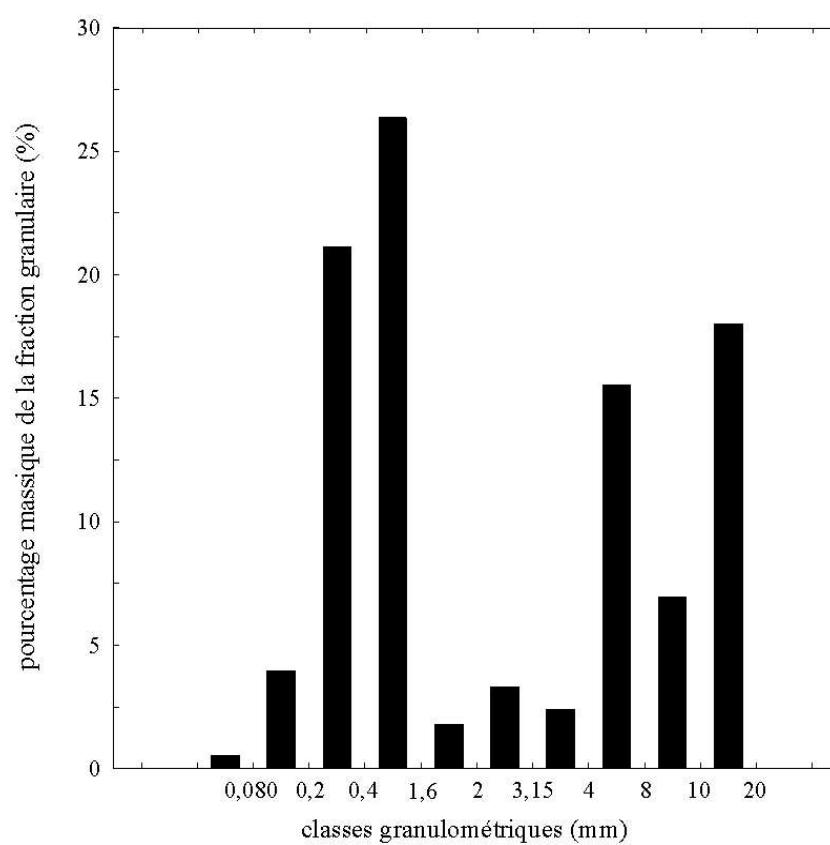
5.3.1 Identification de la phase matricielle et inclusionnaire par analyse granulométrique

La distribution granulométrique du sol que nous avons prélevé, est présentée sous la forme d'un histogramme (figure 5.19). On identifie clairement deux familles de taille de grains :

- la première est constituée par la fraction 0/4 mm : elle peut constituer la matrice,
- la fraction 4/20 mm est susceptible de jouer le rôle des inclusions.

La figure 5.20 montre les courbes granulométriques des deux fractions ainsi que celle de leur mélange. On peut vérifier sur ces courbes que le diamètre moyen représenté par le paramètre granulométrique d_{50} , vaut : 0,5 mm pour les constituants de la matrice, et 10 mm pour les inclusions. Le rapport $\frac{d_{50}^{matrice}}{d_{50}^{inclusions}}$ étant inférieur à $\frac{1}{10}$, la condition de séparation d'échelle évoquée dans la section 5.1.1 comme critère d'identification de la phase matricielle et inclusionnaire, est vérifiée. On peut donc considérer le sol naturel comme un sol hétérogène constitué d'une matrice (fraction 0/4 mm) mélangée avec des inclusions (fraction 4/20 mm). De plus ces derniers éléments se trouvant dans une proportion $f_m = 40\%$, on peut raisonnablement penser qu'ils sont entourés par la matrice et ne sont pas en contact les uns avec les autres.

La figure 5.21 présente une vue de la fraction du sol qui constitue la matrice et celle qui correspond aux inclusions.

FIG. 5.18 – *Vue de la grave alluvionnaire 0/20 mm*FIG. 5.19 – *Distribution granulométrique de la grave alluvionnaire*

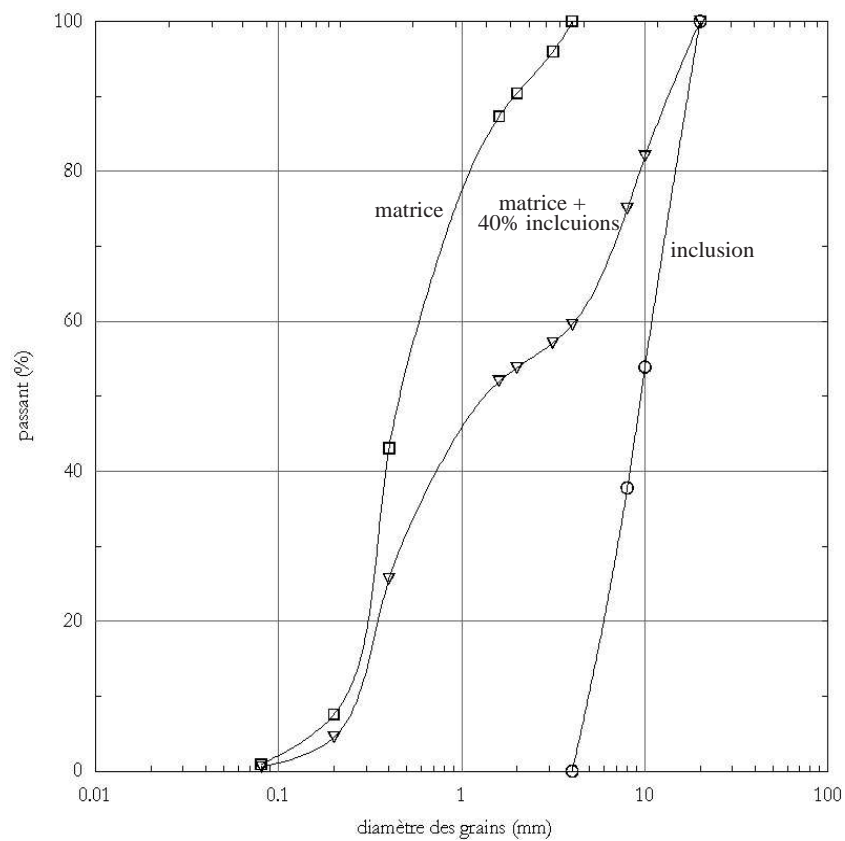


FIG. 5.20 – Courbes granulométriques de la grave alluvionnaire, de la fraction matricielle et inclusionnaire



FIG. 5.21 – Vue de la fraction 0/4 mm : matrice et de la fraction 4/20 mm : inclusions

5.3.2 Détermination de l'état initial et caractérisation de l'éprouvette de sol écrêté

L'éprouvette qui ne contient pas d'inclusions (éprouvette de matrice) est compactée à une masse volumique identique à celle dans laquelle la matrice se trouvera lorsque celle-ci sera mélangée avec les inclusions. On choisit de la compactée à un état relativement dense : $\rho_{d,mat.} = 1,54 \text{ g/cm}^3$.

A partir d'un état totalement sec, la fraction 0/4 mm (matrice) est humidifiée à une teneur en eau de 5%. Le sol ainsi humidifié est maintenu 24 heures dans une enceinte hermétique afin que la teneur en eau s'homogénéise. Puis, l'éprouvette est fabriquée en compactant, dans le moule de préformage, 10 couches de hauteurs identiques (2 cm) et contenant la même masse humide de matériau.

L'éprouvette de sol ainsi fabriquée, est saturée en eau (coefficient de Skempton $B = \frac{\Delta U}{\Delta p} = 0,97$). Puis, à partir d'un état de contrainte isotrope $p'_0 = 50 \text{ kPa}$, on applique sur l'éprouvette, un chargement de compression isotrope jusqu'à la valeur finale $p' = 100 \text{ kPa}$. Le chargement est appliqué en conditions drainées.

L'éprouvette se trouvant maintenant dans un état de contrainte isotrope $p'_0 = 100 \text{ kPa}$, on applique, toujours en conditions drainées, un déviateur de contrainte q jusqu' à ce que l'éprouvette se déforme axialement d'au moins $\epsilon_a = 3.10^{-5}$. La courbe de chargement ainsi obtenue est représentée sur la figure 5.22. On détermine au moyen de cet essai et selon la procédure explicitée dans la section 3.1.1 (page 126), le module de déformation $E^{mat.} = 156 \text{ MPa}$.

5.3.3 Utilisation des formules d'homogénéisation pour estimer le module d'Young du sol grossier

L'application des formules analytiques 5.3 et 5.4 nécessite la connaissance de μ^{mat} , de k^{mat} . Connaissant $E^{mat.} = 156 \text{ MPa}$, et en faisant l'hypothèse que le coefficient de Poisson de la matrice ν^{mat} vaut 0,30, on déduit la valeur de

$$k^{mat} = \frac{E^{mat}}{3(1 - 2 \nu^{mat})} = 130 \text{ MPa}$$

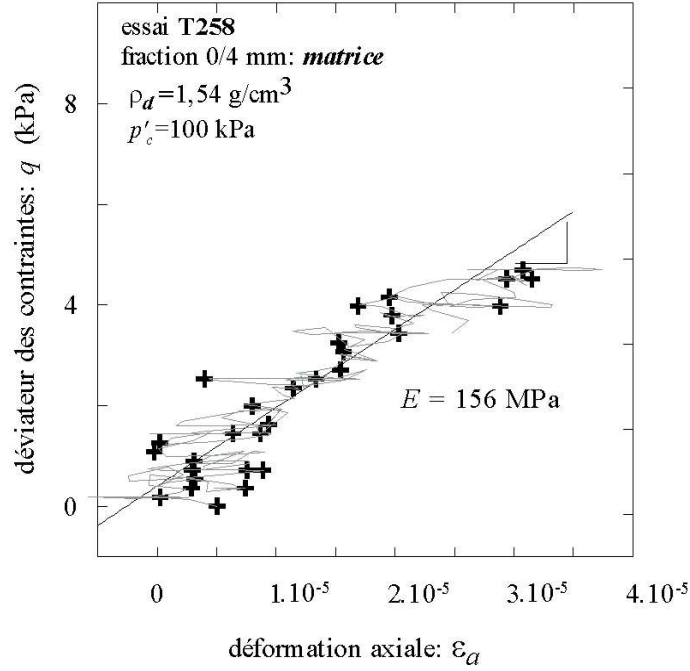


FIG. 5.22 – Courbe de cisaillement triaxial sur l'éprouvette écrêtée (éprouvette de matrice)

On peut connaître dès lors, l'évolution du module de cisaillement homogénéisé de l'éprouvette hétérogène. On rappelle les formules analytiques 5.3 et 5.4 :

$$\mu^{hom} = \mu^{mat} \frac{k^{mat}(6 + 9f_v) + \mu^{mat}(12 + 8f_v)}{6(k^{mat} + 2\mu^{mat})(1 - f_v)}$$

dans le cas adhérent et

$$\mu^{hom} = \mu^{mat} \frac{k^{mat}(15 + 9f_v) + \mu^{mat}(24 + 8f_v)}{3(k^{mat}(5 - 2f_v) + \mu^{mat}(8 - 4f_v))}$$

dans le cas non adhérent.

Pour tracer l'évolution de E^{hom} en fonction de f_v , on fait l'hypothèse que ν^{hom} vaut 0,30 et on détermine E^{hom} à partir de l'équation $\mu^{hom} = \frac{E^{hom}}{2(1 + 2\nu^{hom})}$.

L'évolution de E^{hom} en fonction de la proportion d'inclusion f_v dans le cas adhérent et non adhérent est représentée sur la figure 5.23.

5.3.4 Validation

Maintenant, nous déterminons expérimentalement, la valeur du module d'Young du sol intact (*i.e.* sol non écrêté, contenant la matrice et les inclusions).

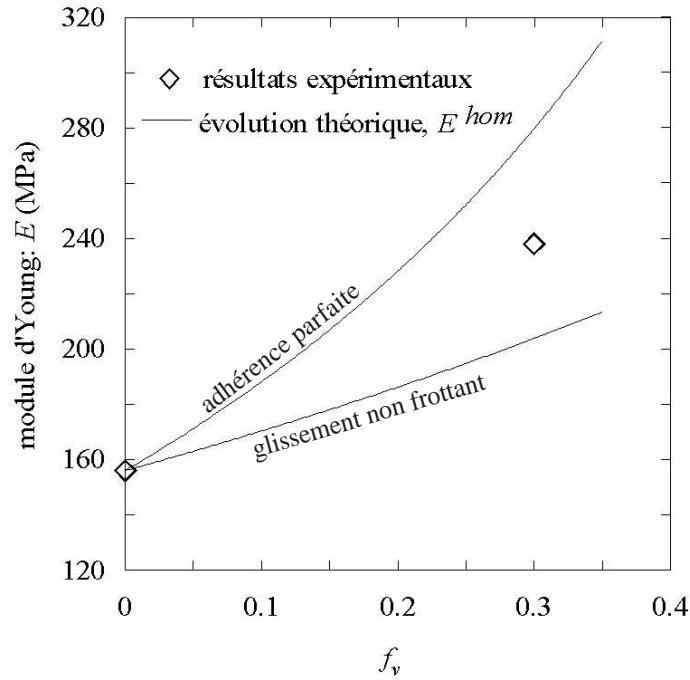


FIG. 5.23 – Evolution théorique et expérimentale du module d'Young d'un sol grossier naturel

5.3.4.1 Fabrication de l'éprouvette

Pour fabriquer l'éprouvette, la matrice est humidifiée comme nous l'avons décrit précédemment. L'échantillon est compacté dans le moule de préformage, en 10 couches d'égales épaisseurs. Chaque couche contient une proportion massique d'inclusion valant $f_m = 40\%$. Comme le montre l'analyse granulométrique présentées dans la section 5.3.1, cette valeur correspond à la proportion globale d'inclusions présentes naturellement dans le sol.

Pour déterminer les masses des deux matériaux à introduire dans le mélange, on détermine le volume d'inclusions correspondant à $f_m = 40\%$. Puis, connaissant le volume total de l'éprouvette, on en déduit le volume de la matrice (grains solide + vides). Par des mesures au pycnomètre on détermine la masse volumique des inclusions $\rho_{s,i} = 2,65 \text{ gr/cm}^3$. La masse volumique de la matrice doit être celle de l'éprouvette écrêtée : $\rho_{d,mat} = 1,54 \text{ gr/cm}^3$. A partir de ces deux dernière valeurs, on déduit les masses de matériaux à utiliser.

5.3.4.2 Résultats de l'essai

Suivant la même procédure que celle utilisée pour l'essai sur l'échantillon de sol écrêté, nous déterminons le module d'Young de sol grossier naturel. La courbe de chargement est

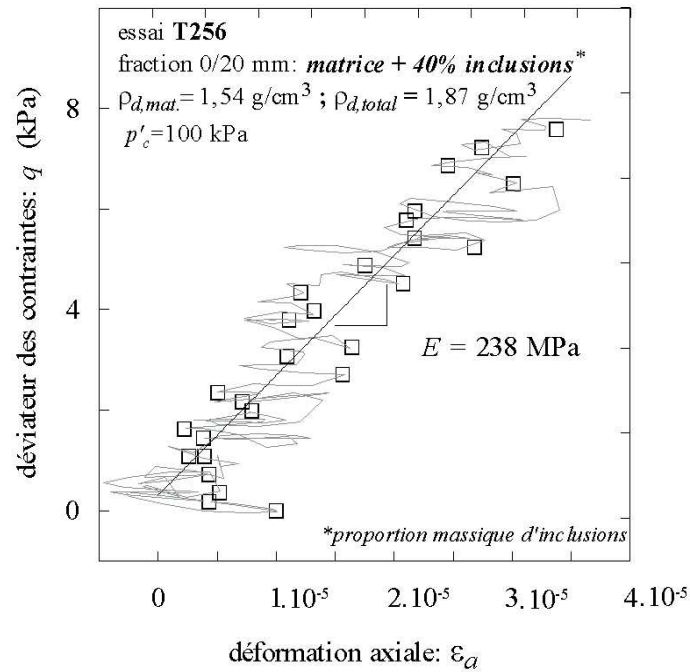


FIG. 5.24 – Courbe de cisaillement triaxial sur l'éprouvette de sol grossier (matrice + inclusions)

représentée sur la figure 5.24. On trouve $E = 238 \text{ MPa}$. Sur la figure 5.23, on constate que le point expérimental est situé à l'intérieur du fuseau théorique.

Les formules analytiques 5.3 et 5.4, permettent donc de faire un encadrement du module d'Young du sol naturel.

5.4 Conclusions

Si, en raison des dimensions restrictives des dispositifs expérimentaux de laboratoire, on est contraint à enlever ou à remplacer les inclusions, on dispose à présent d'un outil permettant d'estimer les caractéristiques mécaniques d'un sol grossier (matrice+inclusions) à partir des propriétés de la matrice et des éléments écrêtés (les inclusions).

Cet outil consiste à :

- réaliser une reconstitution granulométrique du sol grossier, selon une procédure bien définie ;
- tester en laboratoire le matériau reconstitué, en respectant des conditions d'essai précises ;
- utiliser des formules simples d'homogénéisation pour déduire, des essais de laboratoire, les caractéristiques du sol grossier.

Nous avons validé cette méthode sur un sol hétérogène modèle et sur un sol naturel.

La méthode que nous proposons n'est valable que si le sol dont on souhaite déterminer les caractéristiques, peut être considéré comme un sol hétérogène. Pour qu'il en soit ainsi, il est nécessaire que l'on puisse identifier, dans la distribution granulométrique du sol, au moins deux familles de taille de grains : l'une constituerait *la matrice* et l'autre, *les inclusions*. Cette condition de séparation de taille est nécessaire pour l'utilisation des formules d'homogénéisation présentées.

De plus, la proportion de chacune des deux fractions doit être telle que les inclusions soient entourées par la matrice, et ne soient pas en contact les unes avec les autres.

Si ces conditions ne sont pas remplies, seuls des dispositifs expérimentaux de grande taille permettent de caractériser en laboratoire ce type de sols. Ces derniers dispositifs doivent être suffisamment grands pour tester des éprouvettes dont les dimensions correspondent à celles du volume élémentaire représentatif.

Conclusion générale

L'étude du comportement de sol hétérogène modèle, a permis de mettre en évidence de manière claire l'influence de paramètres importants sur le comportement son comportement mécanique.

Concernant l'influence de la proportion d'inclusions, nous avons montré que la présence de ces éléments entraînait un accroissement significatif de la raideur du sol : en effet, dès 12% d'inclusions (en fraction volumique), le module d'Young augmente de 20% ; pour 35% d'inclusions, sa valeur augmente de 60%. Cependant, en termes de rupture, l'effet des inclusions est moins marqué : il ne devient significatif qu'au delà de 20% d'inclusions. Les inclusions constituent des éléments rigides “noyés” dans une matrice plus déformable ; il est donc normal que l'effet global soit une augmentation des caractéristiques mécaniques du sol hétérogène lorsque la proportion d'inclusion augmente.

Nous avons également mis en évidence dans le chapitre 4, que les propriétés morphologiques des inclusions contribuent beaucoup à cet effet de renfort : lorsque les inclusions sont lisses et de forme arrondie, l'effet de renfort est faible ; par contre, lorsque la surface des inclusions est rugueuse, l'effet de renfort est plus marqué ; le caractère anguleux des inclusions provoque un accroissement supplémentaire des caractéristiques mécaniques.

En second lieu, il a été montré que la taille des inclusions n'a pas d'influence sur le comportement du sol. Ceci est vrai tant que la taille des inclusions est suffisamment grande pour que la matrice puisse être considérée comme un milieu homogène vis-à-vis des inclusions. Dans ces conditions de séparation de taille, quelle que soit la taille des inclusions, on teste un volume élémentaire représentatif du sol hétérogène : des essais menés sur des éprouvettes de grandes dimensions corroborent ce fait.

Par contre, lorsque les inclusions ont une taille plus réduite, elles ne voient plus la matrice comme un milieu homogène. Cela se traduit par une modification du comportement du sol. Cet effet de taille s'explique par le fait que, en raison de leur petite taille, les inclusions s'intercalent dans les vides de la matrice sableuse et modifient localement l'arrangement de celle-ci ; c'est cette hétérogénéité qui explique les modifications du comportement du sol lorsque la taille des inclusions diminue.

L'étude du comportement du sol hétérogène modèle ayant permis de d'identifier et de comprendre le rôle des inclusions, une méthode de caractérisation des sols naturels a pu être proposée.

Cette méthode repose sur une reconstitution granulométrique du sol grossier, selon une procédure que nous avons définie, et sur l'utilisation d'un outil théorique. Concernant la reconstitution granulométrique, nous avons le choix entre la procédure de remplacement (ou de substitution) et la procédure d'écrêtement. La procédure de remplacement permet de déterminer, directement, à partir d'essais sur le sol reconstitué, les caractéristiques du sol grossier. Par contre, la procédure d'écrêtement permet de déterminer les caractéristiques mécaniques de la matrice ; on en déduit par la suite, celles du sol grossier. L'utilisation de formules analytiques simples, basées sur des techniques d'homogénéisation, permet d'estimer les caractéristiques du sol grossier (matrice + inclusions) à partir des caractéristiques du sol écrêté (matrice) et des propriétés des inclusions.

La méthode que nous proposons n'est applicable que si l'analyse granulométrique du sol grossier permet d'identifier une fraction granulaire qui peut jouer le rôle de matrice, et une fraction qui peut constituer des inclusions. A ce titre, nous avons proposé un critère permettant de vérifier si cette condition de séparation de taille est respectée.

Nous faisons ensuite l'hypothèse que les inclusions ne sont pas en contact les unes avec les autres. Il a été démontré, dans le chapitre 4, que lorsque les inclusions se touchaient, on observe une modification du comportement du sol. En effet, dans ce cas, on passe d'un sol constitué d'une matrice fine dans laquelle sont "noyées" des inclusions, à une structure macro granulaire constituée par un empilement d'inclusions. Pour ce dernier type d'arrangement,

les mécanismes de rupture sont régis d'abord par les contacts entre les inclusions, ensuite, par la quantité de matrice remplissant les vides de l'assemblage macro granulaire.

En résumé, nous proposons dans cette étude, une méthode de caractérisation des sols grossiers, à partir d'essais réalisés en laboratoire, sur des éprouvettes de taille courante. Cette méthode est une alternative aux essais spécifiques sur site et aux essais sur des dispositifs de grande taille, dont l'utilisation est coûteuse et dont la difficulté d'interprétation des résultats qu'ils fournissent est non négligeable.

A partir de l'étude d'un sol modèle, nous avons pu développer cette méthode de caractérisation. Une application au cas d'un sol naturel constitue une première validation de cet outil qui combine l'utilisation d'une procédure expérimentale précise, et l'utilisation d'un outil théorique simple d'utilisation.

Le matériau modèle ainsi que le sol naturel dont nous avons étudié les comportements, ne contiennent pas d'éléments argileux. Une perspective de ce travail, est de remplacer la matrice sableuse par une matrice argileuse. L'effet des inclusions étant déjà identifié, nous pourrions par exemple mettre en évidence l'influence de l'augmentation de la proportion d'éléments qui suit l'écêtement des inclusions. C'est une perspective intéressante, d'abord, en raison du fait que beaucoup de sols grossiers contiennent une fraction argileuse (chapitre 1) ; le second intérêt que suscite cette perspective réside dans le fait que ce type de sols est souvent utilisé comme matériaux de remblais routiers ; or, pour ce type d'ouvrage géotechnique, "l'argilosité" du sol est un paramètre déterminant.

Sur le plan théorique, nous avons utilisé des outils développés initialement pour modéliser le comportement des matériaux issus de processus de fabrication industrielle que sont les matériaux composites. L'application de ces méthodes théoriques au cas d'un matériau naturel, donne des résultats satisfaisant. Un développement de ces outils en prenant en compte les spécificités d'un matériau naturel permettrait sans doute d'en améliorer les performances.

Bibliographie

- Anagnosti, P. (1982). Les propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains. *Revue Française de Géotechnique*, (18) :5–19.
- Balakrishnayer, K., Dand, L.Q. Anh & Tatsuoka, F. (1998). Deformation characteristics at small levels of dense gravel. In Picarelli, Evangelista &, editor, *The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*, pages 423–430. Balkema, Rotterdam.
- Balay, J., Correia, A. Gomes, Jouve, P., Hornich, P. & Paute, J.-L (1998). Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des supports de chaussées. dernières avancées. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées.*, (No. 216) :3–18.
- Barthélémy, J.-F. & Dormieux, L. (2003). A micromechanical approach to the strenght criterion of drucker-prager materials reinforced by rigid inclusions. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, (27) :1–18.
- Benahmed, N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique.* PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Marne la Vallée.
- Biarez, J. & Hicher, P.Y. (1994). *Elementary mechanics of soil behaviour*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Bimbard, J. (2001). exemple d'application d'une technique de traitement par homogénéisation du gisement pour constituer une couche de forme. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (No. 231) :25–32.
- Bolton, M.D. & Lee, D.-M. (1993). Back-analysis of a pilot scale shear test on coarse granular fil. In *Engineered fills*, pages 214–225. Thomas Thelford, London.

- Bouassida, M. (1988). Etudes expérimentale et théorique du comportement de la grave non traitée. *Revue Française de Géotechnique*, (No. 42) :5–21.
- Bourdeau, Y. (1997). Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct. *Revue Française de géotechnique*, (79) :45–57.
- Bourdeau, Y., Laréal, P. & Marchal, J. (1989). Résistance au cisaillement des alluvions du Rhône. In *Proceeding of twelfth ICSMFE*, volume Vol.1, pages 695–696, Rio de Janeiro.
- Charles, J.A. & Watts, K.S. (1980). The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Géotechnique*, Vol.30(No.4) :353–367.
- Crova, R., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. & Presti, D.C.F. Lo (1993). Geotechnical characterisation of gravelly soils at Messina site. In G.T.Houlsby & A.N.Schofield, editors, *Predictive soil mechanics*, pages 199–218. London, Thomas Telford edition.
- Dano, C. (2001). *Comportement mécanique des sols injectés*. PhD thesis, Ecole Centrale de Nantes et Université de Nantes.
- de Larrard, F. (2000). *Structures granulaires et formulation des bétons*. Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées.
- Dendani, H. (1988). *Comportement de matériaux de barrages en terre : étude expérimentale et modélisation*. PhD thesis, Institut national polytechnique de Grenoble.
- Dobbiah, D., Bhat, P.V., Somasekhar, P.V., Sosalegowda, H.B. & Ranganath, K.N. (1969). Shear characteristics of soil-gravel mixtures. *Journal of the Indian National Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (No.8).
- Donaghe, R.T. & Torrey, V.H. (1979). Scalping and replacement effects on strength parameters of earth-rock mixtures. In BGS, editor, *Design parameters in geotechnical engineering*, volume 2, pages 29–34. London.
- Dufour-Laridan, E. (2001). *Propriétés mécaniques des sols en petites déformations ; étude expérimentale d'un sable silteux*. PhD thesis, Ecole Centrale de Paris, Chatenay-Malabry.
- El-Hosri, M. (1984). *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des matériaux*. PhD thesis, Université Pierre et Marie Curie, Paris 6.
- Feng, G. & Vitton, S.J. (1997). Laboratory determination of compaction criteria for rockfill

- material embankment. In *Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, volume 1, pages 485–488, Hambourg.
- Fragaszy, R.J., Su, J., Siddiqi, F.H. & Ho, C.L. (1992). Modelling strenght of sandy gravel. *Journal of Geotechnical Engineering.*, Vol. 118(No. 6) :920–935.
- Fragaszy, R.J., Su, W. & Siddiqi, F.H. (1990). Effects of oversize particles on density of clean granular soils. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12(No. 2) :106–114.
- Fry, J.J., Mamba, M. & Flavigny, E. (1989). Classification et propriétés des enrochements : Le cas d' un grès. volume Vol.1, pages 713–714, Rio de Janeiro.
- Fukuoka, M. (1957). Testing of gravelly soils with large-scale apparatus. In *Compte Rendus du Quatrième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, volume 1, pages 153–155, Londres.
- Gens, A. & Wight, D.W. (1979). The laboratory measurment of design parameters for a glacial till. In *Design parameters in geotechnical engineering*, volume Vol.2, pages 57–65, London. BGS.
- Gomes-Correia, A., Dan, L.Q. Anh, Koseki, J. & Tatsuoka, F. (2001). Small strain stiffness under different isotropic and anisotropis stress conditions of two granular granite materials. In Tatsuoka, Shibuya & Kuwano, editor, *Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials*, volume Vol.1, pages 209–215. Swets & Zeitlinger Publishers Lisse.
- Gosset, J.-P. & Khizardjian, J.-P. (1976). Etude de la tranchée d 'essai du tronchon (sol raide) sur l'autoroute a6. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Vol. 2(Numéro spécial III) :49–58.
- Gotteland, P., Tacnet, J.-M & Aboura, A. (2000). Caractérisation des sols grossiers, application aux sols de torrents. *Revue française de génie civil*, Vol.4(2-3) :325–338.
- Hall, E.B. (1950). A triaxial apparatus for testing large soil specimen. *Special Technical Publication of ASTM*, (106).
- Harder, L.F. & Seed, H.B. (1986). Determination of penetration resistance for coarse grained soils using the becker hamer drill. Rapport Technique Report USB/EERC-86/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

- Hardin, B.O. & Richard, F.E.Jr (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the ASCE*, Vol.89 :33–65.
- Holtz, W. G. & Gibbs, H. J. (1956). Triaxial shear test on previous gravelly soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation of the ASCE*, Vol.82(SM1) :1–9.
- Holtz, W.G. & Willard, E. (1967). Triaxial shear characteristics of clayed gravel soils. In *Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering*, pages 143–149, Paris.
- Hoque, E. & Tatsuoka, F. (1998). Anisotropy in elastic deformation of granular materials. *Soils and Foundations*, Vol. 38(1) :163–179.
- Hoque, E., Tatsuoka, F. & Sato, T. (1996). Measuring anisotropic elastic properties of sand using a large triaxial specimen. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 19(4) :411–420.
- Iannacchione, A.T. & Vallejo, L.E. (2000). Shear strenght evaluation of clay-rock mixtures. In D.V. Griffiths, G.A. Fenton, T.R. Martin, editor, *Slope Stability 2000, Geotechnical Special Publication*, number 101, pages 209–223. ASCE.
- Indraratna, B., Wijewardena, L.S.S. & Balasubramaniam, A.S. (1993). Large-scale triaxial testing of graywacke rockfill. *Géotechnique*, Vol. 43(1) :37–51.
- Insley, A.E. & Hillis, S.F. (1965). Triaxial shear characteristics of a compacted glacial till under unusually high confining pressures. In *Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume Vol.1, pages 244–248, Montréal.
- Iwasaki, T. & Tatsuoka, F. (1977). effect of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. *Soils and Foundations*, Vol.17(No. 3) :19–35.
- Jain, S.P. & Gupta, R.C. (1974). *In situ* shear test for rock fills. *Journal of geotechnical engineering division*, Vol.100(GT9) :1031–1050.
- Jiang, M., Jasiuk, I. & Ostoja-Starzewski, M. (2002). Apparent elastic and elastoplastic behavior of periodic composites. *Mechanics of Materials*, (32) :199–212.
- Kokusho, T. & Yoshida, Y. (1997). Spt n-value and s-wave velocity for gravelly soils with different grain size distribution. *Soils and Foundations*, Vol. 37(No. 4) :105–113.
- Kolisoja, P. (1997). Factors affecting deformation properties of coarse grained granular material. In *Proceeding of the Fourtheen ICSMFE*, volume Vol. 1, pages 337–342, Hambourg.

- Laréal, P., Bourdeau, Y., Lambert, P. & Cottereau, Cl. (1973). Essais de cisaillement " in situ " sur les sols alluvionnaires de la vallée du Rhône. *Travaux*, Vol. 55(459) :52–59.
- Lee, B.J. & Mear, M.E. (1992). Effective properties of power-law solids containing elliptical inhomogeneities. *Mechanics of Materials*, (13) :313–335.
- Leslie, D.D. (1963). Large-scale triaxial tests on gravelly soils. In *Proceeding of the second Panamerican conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume Vol. 1, pages 181–202, Rio de Janeiro.
- Lin, P.-S. & Wang, L.-W. (1998). Subgrade reaction and load-settlement characteristics of gravel cobble deposits by plate-load tests. *Canadian Geotechnical Journal*, (No. 35) :801–810.
- Lin, S.-Y., Lin, P.S., Luo, H.-S. & Juang, C.H. (2000). Shear modulus and damping ratio characteristics of gravelly deposit. *Canadian Geotechnical Journal*, (37) :638–651.
- Lowe, J. (1964). Shear strength of coarse embankment dam materials. In *8th International Congress on Large Dams*, volume 3, pages 761–745, Edimbourg, Great Britain.
- Luong, P.M. (1978). Etat caractéristique du sol. Rapport technique, C.Rc.Sc, Paris t.287,série B, 313.
- Luong, P.M. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française de Géotechnique*, Vol.40(No. 1) :pp. 39–53.
- Marachi, N.D., Chan, C.K. & Seed, H.B. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the ASCE*, Vol.98(SM1) :95–114.
- Marsal, R.J. (1967). Large scale testing of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the ASCE*, Vol.93(SM2) :27–43.
- Matsuoka, H., Sun, D. & Nishikata, U. (2001). Development of a new in situ direct shear test. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 24(1) :92–102.
- Mindlin, R.D. & Deresiewicz, H. (1953). Elastic spheres in contact under varying oblique forces. *Journal of Applied Mechanics*, ASME(75) :327–344.
- Mogami, T. (1982). On the angle of internal friction of rockfill material. In *Seventh Inter-*

- national Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume Vol. E1, pages 25–42, Mexico.
- Mori, T. & Tanaka, K. (1973). Average stress in the matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions. *Acta Metallurgica*, (21) :571–574.
- Post, G. (1979). Design parameters for fills. In *Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, volume 4, Brighton, London.
- Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B. & Daily, W.D. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124(No.5) :396–405.
- Romana, M. & Simic, D. (1983). Essais de cisaillement in situ des sols alluvionnaires dans la mine du marquesado (Espagne). In *Essais en place*, volume Vol. 2, pages 125–131, Paris.
- Scholey, G.K., Frost, J.D., Presti, D.C.F. Lo & Jamiolkowski, M. (1995). A review of instrumentation for measuring small strain during triaxial testing journal. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.18(No.2) :137–156.
- Shirdam, R. (1998). *Comportement mécanique des matériaux superficiels des versants naturels*. PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Shirdam, R., Faure, R.M. & Magnan, J.P. (1998). Caractérisation des éboulis de pente à l'aide d'une grande boîte de cisaillement. In Picarelli, Evangelista &, editor, *The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*, pages 869–880. Balkema, Rotterdam.
- Siddiqi, F.H (1984). *Strenght Evaluation of Cohesionless Soil with Oversize Particles*. PhD thesis, University of California.
- Sitharam, T.G. & Nimbkar, M.S. (2000). Micromechanical modelling of granular material : Effect of particle size and gradation. *Geotechnical and Geological Engineering*, (No. 18) :91–117.
- Su, W. (1989). *Static strenght evaluation of cohesionless soils with oversize particles*. PhD thesis, Washington State University, Pullman, Washington.
- Suquet, P. (1997). In *Effective behavior of non linear composites. Continuum Micromechanics*. Springer, Berlin.

- Sy, A. & Campanella, R.G. (1993). Dynamic performance of the becker hammer drill and penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30(4) :607–619.
- Tanaka, Y. & Okamoto, T. (1998). Anisotropy and heterogeneity of gravelly soil layer in hualien, taiwan. In Evangelista & Picarelli, editors, *The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*, pages 889–900. Rotterdam, balkema edition.
- Thevanayagam, S. & Liang, J. (2001). Shear wave velocity relations for silty and gravelly soils. In *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soils Dynamics and Symposium in Honor of Prof. W.D. Liam Finn*, pages 1–6, San Diego, California.
- Thevanayagam, S., Shenthana, T., S.Mohan & Liang, J. (2002). Undrained fragility of clean sands, silty sands and sandy silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128(No.10) :849–859.
- Thiers, G.R. & Donovan, T.D. (1981). Field density, gradation, and triaxial testing of large-size rockfill for little blue run dam. In R.N.Yong & F.C.Townsend, editors, *Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740*, pages 315–325. American Society for Testing and Material.
- Vallé, N. (2001). *Propriété mécanique d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine*. PhD thesis, Université de Cean.
- Vallejo, L.E. & Mawby, R. (2000). Porosity influence on shear strength of granular material-clay mixtures. *Engineering Geology*, Vol.58 :125–136.
- Varadarajan, A., Sharma, K.G., Venkatachalam, K. & Gupta, A.K. (2003). Testing and modelling two rockfill material. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.109(3) :206–218.
- Wang, J.G., Leung, C.F. & Ichikawa, Y. (2002). A simple homogeneisation method for composite soils. *Computer and Geotechnics*, (No. 29) :477–500.
- Wiseman, G., Birnbaum, A., Goldwasser, Y. & Hayati, G. (1987). Large shear box tests on wadi gravel. In *the eighth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume Vol.1, pages 125–128, Kyoto, Japan.

- Wood, D. Muir & Kumar, G.V. (2000). Experimental observations of behavior of heterogeneous. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, (No. 5) :373–398.
- Yasuda, N., Hhta, N. & Takahashi, M. (1997). Dynamic strenght properties of undisturbed riverbed gravel. *Canadian Geotechnical Journal*, (34) :726–736.